

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**“EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL
EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE
OBSTETRICIA - UNJBG - TACNA”**

TESIS

Presentada por:

**Bach. Julio César Aguilar Chanini
Bach. Carlos Ivan Aguilar Escobar**

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA - PERÚ

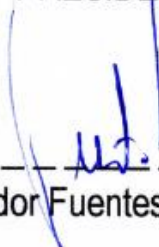
2017

PÁGINA DE JURADOS



Ing. Luis Alfaro Ravello

PRESIDENTE



Ing. Salvador Fuentes Huallpachoque

SECRETARIO



Ing. Jorge P. Barriga Gamarra

VOCAL

ASESOR DE TESIS



MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipa

DEDICATORIA.

A Honorato, mi padre que de Dios goce, por enseñarme a dar todo de mí y nunca rendirme. A Nazaria, mi madre, por regalarme su amor y dedicación día a día, muy feliz de ser uno de sus razones de orgullo, a mis hermanos José Manuel, Julia Cecilia y Alberto, que me motivan a progresar.

Julio César

DEDICATORIA.

*A mi familia que me motiva a seguir adelante
superándome día a día.*

Carlos Ivan

AGRADECIMIENTO.

Agradecemos de antemano a Dios por estar siempre a nuestro lado y habernos concedido la bendición de seguir esta maravillosa carrera profesional que edifica esta civilización.

A nuestro asesor y mentor M.Sc. Ing. Edgar Chura Arocutipa, por su confianza y por incentivarnos a realizar esta investigación. También agradecerle por el apoyo incondicional, comprensión y guía brindados durante el desarrollo de este trabajo.

A nuestros jurados, Ing. Luis Alfaro, Ing. Salvador Fuentes y al Ing. Jorge Barriga.

Julio César y Carlos Ivan

ÍNDICE

pág.

RESUMEN.

INTRODUCCIÓN.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	2
1.1. HIPÓTESIS.....	2
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.	2
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL:	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	3
1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO.	4
1.5. DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES.	5
1.5.1. VARIABLES INDEPENDIENTES:	5
1.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE:	5
1.6. MATRIZ DE CONSISTENCIA.	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. SISMICIDAD DEL PERÚ.	7
2.2. PELIGRO SÍSMICO DE TACNA.	9
2.3. SISMICIDAD DE TACNA.	12
2.4. EVOLUCIÓN DE LAS NORMA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PERUANA EN EL TIEMPO.....	13
2.5. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	14
2.6. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	20
2.6.1. TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO MÁS USADOS:	22
2.6.2. SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	22
2.6.3. SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON MATERIALES COMPUESTOS FRP (FIBER REINFORCING POLYMER).	42

2.6.4. SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL TRADICIONAL DE CONCRETO.	51
2.7. RECALCE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	64
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	67
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	67
3.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO	67
3.1.2. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE INVESTIGACIÓN:	68
3.2. METODOLOGÍA DE DIAGNÓSTICO DEL EDIFICIO EXISTENTE	68
3.2.1. PRIMERA ETAPA: INVESTIGACIÓN PRELIMINAR DEL EDIFICIO.....	69
3.2.2. SEGUNDA ETAPA: TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	70
3.2.3. TERCERA ETAPA: TÉCNICAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO	73
3.3. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DETALLADA DEL EDIFICIO	75
3.3.1. PLAN DE PROCESAMIENTO DE DATOS:	75
3.3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO:	75
3.3.3. EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN:.....	82
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO	85
4.1. DIAGNÓSTICO DEL EDIFICIO EXISTENTE	85
4.2. PRIMERA ETAPA: INVESTIGACIÓN PRELIMINAR.....	85
4.2.- RESULTADOS SEGUNDA ETAPA: DIAGNÓSTICO VISUAL DE ESTRUCTURA EXISTENTE.	87
4.2.1. SEGUNDA ETAPA: TRABAJOS DE CAMPO INSPECCIÓN VISUAL DEL EDIFICIO.	89
4.2.2. TERCERA ETAPA: ENSAYOS DE LABORATORIO	94
4.3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DETALLADO DEL EDIFICIO:.....	99
4.3.1. METRADO DE CARGAS:	99
4.3.2. RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL	99
4.3.3. RESULTADOS DE CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO VS. DINÁMICO.	101
4.3.4. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO	102
4.3.5. EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MUROS DE ALBAÑILERÍA EN CASO DE SISMOS	104
4.4. EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO ESOB.	106

4.5. DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO:.....	109
CAPÍTULO V: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO.....	111
5.1. PRIMERA ALTERNATIVA: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON DISIPADORES TIPO FLUIDO VISCOSO Y SISTEMA CFRP.	111
5.1.1. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO EXISTENTE SIN DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO.	111
5.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO CON AMORTIGUADORES	122
5.1.3. DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMORTIGUAMIENTO LINEAL	130
5.1.4. DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMORTIGUADORES NO LINEALES	139
5.1.5. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO.	148
5.1.6. REFORZAMIENTO CON SISTEMA CFRP:.....	160
5.1.7. REFORZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN:.....	177
5.2. SEGUNDA ALTERNATIVA: REFORZAMIENTO TRADICIONAL EN CONCRETO ARMADO.	179
5.2.1. BREVE DESCRIPCIÓN.	179
5.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO ESOB CON REFORZAMIENTO: BLOQUE I.	184
5.2.3. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO ESOB CON REFORZAMIENTO: BLOQUE II.	192
5.2.4. EVALUACIÓN Y DISEÑO DE NUEVOS ELEMENTOS INCORPORADOS.	199
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	205
6.1. EVALUACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO EN AMBAS ALTERNATIVAS PLANTEADAS	205
6.2. REDUCCIÓN DE ESFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	210
6.2.1. PRIMERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO:	212
6.2.2. SEGUNDA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO,	216
CAPÍTULO VII: ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO Y ECONÓMICO DE AMBAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO	218
7.1. DEFINICIÓN DE COSTOS PARA EL ESTUDIO COMPARATIVO.	218
7.2. ANÁLISIS DE COSTO DE LA PRIMERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.	219
7.3. ANÁLISIS DE LA SEGUNDA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.....	221

7.4.	ANÁLISIS DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN:	223
7.5.	COMPARATIVO DE COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCIÓN ENTRE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO:.....	224
7.6.	ANÁLISIS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.	226
CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.		227
7.1.	CONCLUSIONES.....	227
7.2.	RECOMENDACIONES	229
BIBLIOGRAFÍA		230
ANEXOS		235

ÍNDICE DE TABLAS

	pág.
TABLA N° 2. 1: Incremento de la demanda sísmica en la E.030-2 016.....	14
TABLA N° 2. 2: Clasificación de daños por fisuras en edificaciones.....	17
TABLA N° 2. 3: Nivel de daños en edificaciones.	17
TABLA N° 2. 4: Tipos de daños de los edificios reparados en el Perú.	18
TABLA N° 2. 5: Dispositivos de disipación de energía	27
TABLA N° 2. 6: Tabla de valores del parámetro λ	33
TABLA N° 2. 7: Recomendaciones de la aplicación del sistema de amortiguamiento y de aislamiento de la base.	39
TABLA N° 2. 8: Propiedades de las fibras de carbono, vidrio y kevlar (Aramida) a 20°C.	47
TABLA N° 2. 9: Ventajas y desventajas de los solventes del FRP.....	48
TABLA N° 3. 1: Cuadro resumen de área techada del edificio ESOB.	68
TABLA N° 3. 2: Parámetros sísmicos del edificio ESOB	77
TABLA N° 3. 3: Coeficiente sísmico C1.	80
TABLA N° 3. 4: Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”.	81
TABLA N° 3. 5: Asentamientos diferenciales permitidos según NTE 0.50.	83
TABLA N° 4. 1: Lista de planos de la estructura existente.	86
TABLA N° 4. 2: Localización de fisuras en el 3er nivel del edificio ESOB.	91
TABLA N° 4. 3: Localización de fisuras en el 2do nivel del edificio ESOB.	91
TABLA N° 4. 4: Localización de fisuras en el 1er nivel del edificio ESOB.	92
TABLA N° 4. 5: Resultado de ensayos de mecánica de suelos.	98
TABLA N° 4. 6: Estimación del peso de la estructura.....	99
TABLA N° 4. 7: Periodos de vibración del edificio.	100
TABLA N° 4. 8: Centro de masa y centro de rigidez del bloque I.....	100
TABLA N° 4. 9: Centro de masa y centro de rigidez del bloque II.....	101

TABLA N° 4. 10: Comparación de cortante basal del edificio A.S. estático vs A.S. dinámico en X-X.	101
TABLA N° 4. 11: Comparación de cortante basal del edificio A.S. estático vs A.S. dinámico en Y-Y.....	102
TABLA N° 4. 12: Desplazamientos y derivas de entrepiso del bloque I.....	102
TABLA N° 4. 13: Desplazamientos y derivas de entrepiso del bloque II.....	103
TABLA N° 4. 14: Tiempo de impacto de ambos bloques de estudio.....	103
TABLA N° 4. 15: Evaluación de estabilidad de muros de albañilería en el edificio.	104
TABLA N° 4. 16: Cálculo de capacidad portante del suelo de fundación del ESOB.....	106
TABLA N° 4. 17: Evaluación de presiones actuantes en zapatas del edificio bloque I.....	108
TABLA N° 4. 18: Evaluación de presiones actuantes en zapatas del edificio bloque II.....	109
TABLA N° 5. 1: Parámetros sísmicos del edificio ESOB.	113
TABLA N° 5. 2: Derivas de entrepiso del bloque I sin disipadores.....	114
TABLA N° 5. 3: Derivas de entrepiso del bloque II sin disipadores.....	114
TABLA N° 5. 4: Registros sísmicos usados para la elaboración de la norma E.030-2003.....	118
TABLA N° 5. 5: Registros de sismos más representativos ocurridos en el Sur del Perú.	118
TABLA N° 5. 6: Modos de vibración del edificio con muros de concreto.	120
TABLA N° 5. 7: Centro de masa y rigidez del bloque I reforzado y aislado de la escalera 1.....	121
TABLA N° 5. 8: Distorsiones máximas del ATH del edificio ESOB.	121
TABLA N° 5. 9: Cuadro de sismos de diseño según SEAOC.	122
TABLA N° 5. 10: Cuadro de nivel de desempeño esperado en edificaciones. .	123
TABLA N° 5. 11: Cuadro de selección tipo de estructura.	124
TABLA N° 5. 12: Tipos de daños aceptables.....	125

TABLA N° 5. 13: Amortiguamiento efectivo y viscoso requerido en el sentido X-X.....	127
TABLA N° 5. 14: Propiedades de la sección de brazo rígido de amortiguadores no lineales.....	129
TABLA N° 5. 15: Rigidez de brazos metálicos en el edificio ESOB.	129
TABLA N° 5. 16: Cálculo de coeficiente “C” de amortiguamiento en el edificio ESOB.....	130
TABLA N° 5. 17: Derivas máximas del ATH con dispositivos lineales del edificio ESOB.	132
TABLA N° 5. 18: Agrupación de dispositivos lineales por niveles de fuerza.....	138
TABLA N° 5. 19: Cálculo de coeficiente de amortiguamiento no lineal para el edificio ESOB.	140
TABLA N° 5. 20: Derivas máximas del ATH del bloque I c/amortiguador NL. ..	141
TABLA N° 5. 21: Agrupamiento de dispositivos No lineales por niveles de fuerza.....	147
TABLA N° 5. 22: Dimensiones de dispositivos fluido viscoso de acuerdo a capacidad.....	150
TABLA N° 5. 23: Dimensiones de placa base de conexión de dispositivo con brazo metálico.....	150
TABLA N° 5. 24: Dimensiones de agujeros y pernos.	150
TABLA N° 5. 25: Dimensiones estándares de pernos y tuercas.	153
TABLA N° 5. 26: Dimensiones de los pernos de 1” y 1 1/8”.	153
TABLA N° 5. 27: Dimensiones estándares de las arandelas.	153
TABLA N° 5. 28: Dimensiones de la arandela para pernos.....	154
TABLA N° 5. 29: Longitud a aumentar al Grip de acuerdo al diámetro del Perno.....	154
TABLA N° 5. 30: Longitud de pernos de dispositivo de amortiguamiento.....	155
TABLA N° 5. 31: Resistencia de diseño de pernos de 1” y 1 1/8”.	156
TABLA N° 5. 32: Propiedades geométricas del perfil HSS7,50x0,50.....	157
TABLA N° 5. 33: Esfuerzos máximos en brazos metálicos.	158
TABLA N° 5. 34: Coeficiente de amortiguamiento para reducir espectro.	161

TABLA N° 5. 35: Evaluación de vigas del 3er nivel bloque II- disipadores de energía.	163
TABLA N° 5. 36: Evaluación de columnas del bloque I con dispositivos.	165
TABLA N° 5. 37: Evaluación de columnas del bloque II con dispositivos.	166
TABLA N° 5. 38: Vigas reforzadas a flexión con sistema CFRP.	167
TABLA N° 5. 39: Reforzamiento de losas aligeradas de la ESOB con CFRP. .	176
TABLA N° 5. 40: Secciones agrietadas en edificios.	183
TABLA N° 5. 41: Determinación de peso del edificio estudiado.	185
TABLA N° 5. 42: Periodos de vibración del bloque I.....	186
TABLA N° 5. 43: Estimación de fuerzas estáticas de sismo del bloque I en X-X.....	186
TABLA N° 5. 44: Estimación de fuerzas estáticas de sismo del bloque I en Y-Y.....	186
TABLA N° 5. 45: Periodos de vibración del bloque I.....	187
TABLA N° 5. 46: Fuerza cortante dinámico del bloque I.	188
TABLA N° 5. 47: Evaluación del cortante basal estático y dinámico en bloque I en X-X.	188
TABLA N° 5. 48: Evaluación del cortante basal estático y dinámico en bloque I en Y-Y.	188
TABLA N° 5. 49: Derivas máximas de entrepiso bloque I.	189
TABLA N° 5. 50: Derivas máximas del ATH del bloque I.	190
TABLA N° 5. 51: Desplazamientos inelásticos del bloque I.	191
TABLA N° 5. 52: centro de masa y rigidez del bloque I.....	191
TABLA N° 5. 53: Estimación de peso de la estructura del bloque II.	192
TABLA N° 5. 54: Periodos de vibración del bloque II.....	193
TABLA N° 5. 55: Estimación de Fuerzas Equivalente en el Sentido X-X Bloque II.	193
TABLA N° 5. 56: Estimación de fuerzas equivalente en el sentido Y-Y bloque II.....	194
TABLA N° 5. 57: Periodos de vibración del bloque II del análisis modal.	195
TABLA N° 5. 58: Cortante basal dinámico del bloque II.	195

TABLA N° 5. 59: Evaluación de cortante basal en X-X bloque II.	196
TABLA N° 5. 60: Evaluación de cortante basal en Y-Y bloque II.	196
TABLA N° 5. 61: Derivas de entrepiso del análisis dinámico bloque II.	197
TABLA N° 5. 62: Derivas máximas del análisis tiempo historia bloque II.....	197
TABLA N° 5. 63: Desplazamiento inelásticos de entrepiso del bloque II.	198
TABLA N° 5. 64: Centro de masa y rigidez del bloque II.	199
TABLA N° 5. 65: Relación demanda vs capacidad (D/C) de PL-07	200
TABLA N° 5. 66: Combinaciones de carga en CR-60x60.....	202
TABLA N° 5. 67: Relación de demanda vs capacidad de columna CR-60x60.	203
TABLA N° 6. 1: Reducción de esfuerzos en columnas 1era alternativa.	213
TABLA N° 6. 2: Reducción de esfuerzos en columnas mediante el refuerzo Alternativa 2.	217

ÍNDICE DE FIGURAS

	pág.
Figura 2. 1: Ubicación del Perú sobre las placas tectónicas.	7
Figura 2. 2: a) Registro de sismos importante en el Perú. b) Zonas con silencio sísmico del Perú.	8
Figura 2. 3: Mapa de zonificación de peligro sísmico sur Peruano.	10
Figura 2. 4: Microtrepidación de la ciudad de Tacna.	11
Figura 2. 5: Zonificación Geotécnica de Tacna.	11
Figura 2. 6: Efecto columna corta en sismos por falta de juntas de dilatación en columna-muro.	18
Figura 2. 7: Sistemas de reforzamiento estructural.	22
Figura 2. 8: Edificio con dissipador y sin dissipador de energía	24
Figura 2. 9: Esquema de sistema de control de respuesta de edificaciones.	26
Figura 2. 10: Dispositivo por fluencia metálica tipo ADAS.	28
Figura 2. 11: Dispositivos tipo visco elásticos.	28
Figura 2. 12: Esquema de componentes del dissipador fluido viscoso Taylor.	30
Figura 2. 13: Fuerza de amortiguamiento vs velocidad y lasas histeréticas del dissipador.	34
Figura 2. 14: Configuraciones de dissipadores FV.	37
Figura 2. 15: a) Compuesto reforzado con partículas, b) compuestos reforzados con fibras.	43
Figura 2. 16: Micrografía de barrido electrónico de un tejido de mechas, en Tejido y unidireccional.	46
Figura 2. 17: Esquema de principales ventajas del sistema CFRP.	47
Figura 2. 18: Materiales usados para instalación del CFRP.	48
Figura 2. 19: Distribución de esfuerzos internos con CFRP.	50
Figura 2. 20: Formas de disposición de material CFRP en vigas.	51
Figura 2. 21: Inyección de una fisura con resinas.	53
Figura 2. 22: Encamisados de columnas con concreto.	57

Figura 2. 23: Detalle típico de Incremento de peralte en vigas.	59
Figura 2. 24: Técnicas típicas de construcción de reforzamiento sísmico.	61
Figura 2. 25: Conceptos y técnicas de reparaciones sísmicas.....	62
Figura 2. 26: Comportamiento estructural de elementos reforzados.	63
Figura 2. 27: Esquema de bielas-tirantes en zapatas existentes.	65
Figura 2. 28: Recalce de zapatas con viga tipo collarín.	66
Figura 3. 1: Vista satelital de la ubicación del edificio de la E.P. Obstetricia en la UNJBG.	67
Figura 3. 2: Uso de equipo detector Wall-Scanner DT-150 Bosch.....	71
Figura 3. 3: Ensayo con Esclerómetro en columnas y vigas.	72
Figura 3. 4: Extracción de núcleos de concreto con equipo diamantado.	72
Figura 3. 5: Sondeo del suelo de fundación alrededor de edificio.....	73
Figura 3. 6: Capeo de probetas y respectivo ensayo de rotura.....	74
Figura 3. 7: Ensayo de corte directo de las muestras de suelo.....	74
Figura 3. 8: Modelos matemáticos de los bloques existentes de estudio.	76
Figura 3. 9: Espectro de respuesta del edificio ESOB.....	78
Figura 3. 10: Módulo de balasto de Winkler.....	82
Figura 4. 1: Elevación frontal del edificio existente.	88
Figura 4. 2: Vista en planta de ambientes encontrados en el edificio existente..	88
Figura 4. 3: Defectos constructivos en azotea del edificio.....	90
Figura 4. 4: Fisuras en muros de albañilería del 2do Nivel.....	93
Figura 4. 5: Daños en columnas del 1er nivel.	93
Figura 4. 6: Resultado de ensayo de esclerómetro del primer nivel.	95
Figura 4. 7: Resultado de ensayo de esclerómetro del segundo nivel.....	95
Figura 4. 8: Resultado de ensayo de esclerómetro del tercer nivel.....	96
Figura 4. 9: Resultados de ensayo de compresión de núcleos de concreto.....	97
Figura 4. 10: Desplazamiento vs tiempo del edificio ESOB existente.....	104
Figura 4. 11: Efectos por sismo dinámico en X-X en los muros de albañilería.	105
Figura 4. 12: Capacidad portante del suelo de fundación del edificio ESOB.....	107
Figura 4. 13: Presiones en el suelo por cargas de servicio del ESOB.	107
Figura 5. 1: Modelado de los bloques I y II del edificio en ETABS.....	112

Figura 5. 2: Espectro de Respuesta para el edificio ESOB sin disipadores.....	113
Figura 5. 3: Espectro de respuesta con R=1 para escalado de registros sísmicos.....	117
Figura 5. 4: Ajuste del registro sísmico ICA002 NS 2007.....	119
Figura 5. 5: Adición de muros de concreto armado en bloque I y II.	120
Figura 5. 6: Desempeño sísmico en base a daños.....	126
Figura 5. 7: Arreglo de dispositivos de amortiguamiento en el bloque I.....	128
Figura 5. 8: Arreglo de dispositivos de amortiguamiento en el bloque II.....	128
Figura 5. 9: Función de pulso de amortiguamiento viscoso.....	133
Figura 5. 10: Curva histerética de dispositivos lineales del bloque I.	134
Figura 5. 11: Diagrama de carga tipo pulso en bloque I.	135
Figura 5. 12: Curva histerética de dispositivos lineales en el bloque II.	136
Figura 5. 13: Diagrama de cargas tipo pulso en bloque II.	137
Figura 5. 14: Curva desplazamiento vs tiempo del ATH del Edificio ESOB con DNL.....	142
Figura 5. 15: Curvas de histéresis de los dispositivos no lineales del bloque I.	143
Figura 5. 16: Balance de energía de disipadores en bloque I.	144
Figura 5. 17: Curvas de histéresis de los dispositivos no lineales en bloque II.	145
Figura 5. 18: Balance de energía disipadores no lineal del bloque II.	146
Figura 5. 19: Propiedades de los dispositivos y dimensiones de la placa base.	149
Figura 5. 20: Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia.	152
Figura 5. 21: Esquema de la longitud del perno en placa base.....	155
Figura 5. 22: Modos de fallas de pernos y planchas metálicas.	159
Figura 5. 23: Espectro de respuesta reducido por adición de amortiguamiento.....	161
Figura 5. 24: Diagrama envolvente de esfuerzos con espectro reducido.	162
Figura 5. 25: Cálculo de longitud de desarrollo de la laminas CFRP.	168
Figura 5. 26: Representación matemática de losa aligerada en SAFE.....	168
Figura 5. 27: Deflexión máxima en losa aligerada del 1er nivel.	169
Figura 5. 28: Diagrama de Momentos en losas aligeradas del 1er nivel.....	170

Figura 5. 29: Distribución de Cortante en losa aligerada de 1er nivel.....	170
Figura 5. 30: Distribución de acero de refuerzo primer nivel.	171
Figura 5. 31: Zonas de reforzamiento de aligerado 1er Nivel con CFRP.....	171
Figura 5. 32: Deflexión máxima de losa aligerada reforzada 2do nivel.	172
Figura 5. 33: Diagrama de Momentos de losa aligerada del 2do nivel.	173
Figura 5. 34: Diagrama de Cortante en losa aligerada del 2do nivel.	174
Figura 5. 35: Distribución de acero longitudinal en losa aligerada del 2do nivel.	174
Figura 5. 36: Zonas de reforzamiento de aligerado 2do nivel con CFRP.....	175
Figura 5. 37: Reforzamiento de cimentación con vigas de cimentación y ensanche de zapatas.	177
Figura 5. 38: Presiones máximas por cargas de SERVICIO 1.	178
Figura 5. 39: Presiones máximas por cargas de SERVICIO 2 X-X.	178
Figura 5. 40: Reestructuración de bloque I.	180
Figura 5. 41: Reestructuración de bloque II	181
Figura 5. 42: Encamisado de columna C-5 y vigas peraltados.	182
Figura 5. 43: Espectro de respuesta del edificio ESOB.	184
Figura 5. 44: Modelo matemático del bloque I reforzado.....	184
Figura 5. 45: Modelo matemático del bloque II reforzado para el análisis estructural.....	192
Figura 5. 46: Sección de columna T reforzado PL-07.	200
Figura 5. 47: Diseño de muros de corte PL-07.	201
Figura 5. 48: Diagrama de interacción del muro PL-07.	201
Figura 5. 49: Esquema de columna reforzada CR-05.....	202
Figura 5. 50: Diseño de columna reforzada CR-60x60.....	203
Figura 5. 51: Diagrama de interacción de columna reforzada CR-05.	204
Figura 6. 1: Comparación de derivas máximas en el bloque I en X-X	206
Figura 6. 2: Comparación de derivas máximas en el bloque I en Y-Y.	207
Figura 6. 3: Comparación de derivas máximas en el Bloque II en X-X.	208
Figura 6. 4: Comparación de derivas máximas en el bloque II en Y-Y.	210
Figura 6. 5: Análisis de cortante basal en bloque I sentido X-X.	211

Figura 6. 6: Análisis de cortante basal en bloque II sentido X-X.	211
Figura 6. 7: Comparación de esfuerzos de momento en C-4 del pórtico E'-E' 1er nivel.	212
Figura 6. 8: Comparación de esfuerzos cortantes en C-4 del pórtico E'-E' 1er nivel.	214
Figura 6. 9: Comparación de esfuerzos de momento en C-5 del pórtico F-F 1er nivel.	214
Figura 6. 10: Fuerzas Cortantes en C-5 del pórtico F-F 1er nivel.	215
Figura 6. 11: Esfuerzo de Momento en C-2 del pórtico F'-F' 2do nivel.	215
Figura 6. 12: Fuerza Cortante en C-2 del pórtico F'-F' 1er Nivel.	216

RESUMEN.

Sismos de grandes intensidades se registraron en las últimas décadas, generando pérdidas humanas y materiales, es así que el sismo de magnitud moderada del 23 de junio del 2001 con epicentro en Arequipa, ocasionó daños estructurales en la ciudad de Tacna, en donde el edificio de la escuela profesional de obstetricia (ESOB) de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann (UNJBG) presentó daños en su estructura que hoy en día aún se evidencian.

Por tal motivo, la presente Tesis se desarrolló con el objetivo de evaluar el estado actual y plantear soluciones de reforzamiento estructural del referido edificio de la ESOB-UNJBG, el cual, ante un evento sísmico de magnitud severa, presentará fallas en gran parte de sus elementos estructurales, lo que generaría inestabilidad estructural y por ende daños materiales y humanos. Por ello se planteó dos alternativas de reforzamiento: la primera con el uso de dispositivos de control pasivo de disipación de energía tipo fluido viscoso y el sistema CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), y como segunda alternativa de reforzamiento la metodología tradicional en concreto armado. Con ambas alternativas se logró reducir las derivas no mayores de 5%, con los cuales en un posible evento sísmico se controla los daños a nivel moderado, con la posibilidad de habitarlo inmediatamente.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación se refiere a la evaluación y reforzamiento estructural del edificio de la escuela profesional de Obstetricia (ESOB), diseñada con la norma sismo resistente de 1 977 y construida en el año 1 992, a lo largo de su tiempo de servicio soportó diversas modificaciones estructurales, cambios de uso y sismos de mediana magnitud.

Con la finalidad de brindar protección sísmica al edificio existente se plantean dos alternativas de reforzamiento estructural: Una alternativa moderna consiste en el uso de técnicas de disipadores de fluido viscoso y sistema CFRP, La otra alternativa denominada reforzamiento tradicional en C°A°, que consiste en incrementar la rigidez lateral de la estructura. Para cada alternativa se analiza el comportamiento sísmico, costo y aspecto técnico, para luego concluir en un análisis comparativo y determinar la solución más viable.

La presente Tesis se divide en 7 capítulos: Capítulo I menciona los aspectos generales; Capítulo II expone el marco teórico; Capítulo III describe el marco metodológico utilizado para ejecutar la evaluación estructural; Capítulo IV desarrolla la evaluación estructural, análisis y discusión de resultados; Capítulo V desarrolla las dos alternativa de reforzamiento estructural planteados; Capítulo VI expone el análisis y discusión de resultados del reforzamiento; Capítulo VII,

análisis técnico-económica de las alternativas planteadas y finalmente se exponen las conclusiones y recomendaciones del estudio ejecutado.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES.

El edificio en estudio, localizado en la sede principal de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann de Tacna, construida en 1 992 con más de 25 años de servicio ha soportado sismos de magnitud moderada, la más intensa corresponde al sismo del 23 de junio del 2 001 que provocó daños estructurales importantes y la falla de algunos elementos no estructurales; de fuente oral, se conoce que luego del sismo el edificio fue declarado como inhabitable tras una inspección visual realizada por INDECI¹.

Luego del sismo de junio del 2 001, las medidas de rehabilitación tomadas se limitaron a reparaciones menores y mantenimiento en acabados. No existen estudios de reforzamiento estructural en la OPRI-UNJBG (Oficina de Proyectos de Inversión de la UNJBG), e INFU-UNJBG (Oficina de Infraestructura Universitaria de la UNJBG).

¹ Instituto Nacional de Defensa Civil: Organismo público ejecutor que promueve, asesora, coordina y articula, en los tres niveles de gobierno, la gestión reactiva del riesgo de desastres y emergencias; a fin de proteger la vida y el patrimonio de las personas y del Estado.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

¿Considerando que los pabellones de la ESOB-UNJBG edificaciones con más de 25 años de servicio, sufriendo diversas modificaciones estructurales y de uso, además de presentar daños significativos tras el sismo del 23 de junio del 2001; será factible el reforzamiento de estos pabellones bajo los parámetros de la normativa vigente de nuestro país E.030-2 016; aplicando técnicas modernas de reforzamiento con el uso de dispositivos de sistema pasivos de disipación de energía tipo fluido viscoso y el sistema CFRP?.

1.1. HIPÓTESIS.

Los pabellones de la ESOB-UNJBG bajo las exigencias de la norma E.030-2 016 presentarán desempeño estructural crítico. En consecuencia, las técnicas modernas de reforzamiento del uso de dispositivos de sistema pasivo de disipación de energía tipo fluido viscoso y sistema CFRP garantizarán el buen desempeño estructural frente a eventos sísmicos severos; además de ofrecer ventajas técnicas y económicos frente a métodos tradicionales de reforzamiento.

1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

En el Perú existen estructuras que ya han cumplido con su vida útil, que fueron diseñados con normativas sísmo resistentes de poca exigencia y presentan defectos constructivos; a pesar de estas falencias se

encuentran en uso sin haber sido evaluados y calificados para seguir brindando su servicio. Por esta razón es importante desarrollar una metodología que permita a los profesionales evaluar dichos edificios para facilitar la selección de un método de reforzamiento estructural que resultaría más económico que la demolición y reemplazo de las edificaciones.

Las técnicas de reforzamiento deben ir innovándose en nuestro medio, utilizando técnicas modernas de reforzamiento que implican menor cantidad de mano de obra, menor tiempo de ejecución y mejoras significativas respecto al desempeño estructural de las edificaciones reforzadas.

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

1.3.1. Objetivo General:

- Evaluar y reforzar estructuralmente el edificio de la escuela profesional de Obstetricia de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

1.3.2. Objetivos Específicos:

- Diagnosticar el estado actual del edificio de la E.P. de Obstetricia UNJBG.
- Determinar la respuesta estructural del citado edificio basado en la norma sismo resistente NTE E.030-2 016.

- Plantear como primera alternativa técnicas modernas de reforzamiento estructural con el uso del sistema pasivo de disipación de energía tipo fluido viscoso y sistema CFRP en los pabellones.
- Plantear como segunda alternativa la técnica tradicional de reforzamiento estructural de concreto armado en los pabellones.
- Realizar la comparación técnico-económica entre la primera y segunda alternativa de reforzamiento planteados para el edificio estudiado y elegir la más conveniente.

1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL ESTUDIO.

Con el presente proyecto de Tesis se pretende contribuir con la solución técnico-económica más eficiente de reforzamiento estructural del pabellón de la Escuela Profesional de Obstetricia de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, y sea punto de partida de reforzamientos con tecnologías modernas en Tacna.

Los resultados de los métodos de reforzamiento propuestos en la presente Tesis, serán únicamente para el edificio de la escuela profesional de Obstetricia de la UNJBG Tacna, a causa de que cada estructura tiene diferentes comportamientos estructurales, por lo cual solo se aplica a esta edificación.

Los resultados del presente trabajo de investigación están limitados a normas extranjeras, pues no existen códigos nacionales de diseño en este campo. En el aspecto de evaluación la norma ATC-21 y ASCE/SEI 41-13. En el aspecto de diseño de reforzamiento con dispositivos de disipación de energía, la norma FEMA 274 y ASCE/SEI 7-10 y respecto a las fibras de carbono la norma ACI 440.2R.

El estudio de costo beneficio de ambas alternativas de reforzamiento se limitan en partidas netamente estructurales, obviando costos de rehabilitaciones en arquitectura, instalaciones eléctricas e instalaciones sanitarias.

1.5. DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES.

1.5.1. VARIABLES INDEPENDIENTES:

- Evaluación Estructural.
- Técnicas de Reforzamiento Estructural.

1.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE:

- El desempeño estructural de los pabellones de la ESOB-UNJBG-TACNA.

1.6. MATRIZ DE CONSISTENCIA.

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	ESCALA	INSTRUMENTO
PG ¿Considerando que los pabellones de la ESOB-UNJBG edificaciones con más de 25 años de servicio, sufriendo diversas modificaciones estructurales y de uso, además de presentar daños significativos tras el sismo del 23 de junio del 2001; será factible el reforzamiento de estos pabellones bajo los parámetro de la normativa vigente de nuestro país E.030-2 016; aplicando técnicas modernas de reforzamiento con el uso de dispositivos de sistema pasivos de disipación de energía tipo fluido viscoso y el sistema CFRP?	OG • Evaluar y reforzar estructuralmente el edificio de la escuela profesional de Obstetricia de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann. OE1 • Plantear como primera alternativa técnicas modernas de reforzamiento estructural con el uso del sistema pasivo de disipación de energía tipo fluido viscoso y sistema CFRP en los pabellones. OE2 • Plantear como segunda alternativa la técnica tradicional de reforzamiento estructural de concreto armado en los pabellones. OE3 • Realizar la comparación técnico-económica entre la primera y segunda alternativa de reforzamiento planteados para el edificio estudiado y elegir la más conveniente.	HG Los pabellones de la ESOB-UNJBG bajo las exigencias de la norma E.030-2 016 presentarán desempeño estructural crítico. En consecuencia, las técnicas modernas de reforzamiento del uso de dispositivos de sistema pasivo de disipación de energía tipo fluido viscoso y sistema CFRP garantizarán el buen desempeño estructural frente a eventos sísmicos severos; además de ofrecer ventajas técnicas y económicos frente a métodos tradicionales de reforzamiento.	Variable Independientes: 1.- Evaluación Estructural. 2.- Técnicas de reforzamiento estructural Variable Dependiente: 1.- El desempeños estructural de los pabellones de la ESOB-UNJBG-TACNA.	Del concreto Armado: 1.- Versatilidad, se acomoda a culaquier molde. 2.- Resistencia a compresion. 3.- Más económico, y al alcance a nuestra mano. De la fibra de Carbono (CFRP): 1.- Resistencia 10 veces mayor que el Acero de construccion G60. 2.- Peso ligero. 3.- Instalacion inmediata. 4.- Resistente a los efectos ambientales Del disipador de energia de fluido Viscoso: 1.- Reduce el desplazamiento lateral del edificio 2.- Incrementa la capacidad de disipacion de energia sismica del 3.- No requiere mantenimiento periodicos. 4.- No requiere de reparaciones despues de un evento sismico.	EVALUACION ESTRUCTURAL - ATC-21 - ASTM - ASCE/SEI 41-13 - NTP CONCRETO ARMADO - NTP E.020 RNE - NTP E.030 RNE - NTP E.060 RNE - ACI 318-08 FIBRAS DE CARBONO - ACI 440.2R-08 DISIPADORES DE ENERGIA - ASCE 7-10 - FEMA P-420	1.- Libreta de campo. 2.- Hojas de cálculo. 3.- Cámara digital. 4.- Computador. 5.- Bolígrafos. 6.- Equipos de laboratorio.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO.

2.1. SISMICIDAD DEL PERÚ.

Perú es uno de los países con mayor potencial sísmico en el mundo debido a que se encuentra en el denominado cinturón del fuego del pacífico (Tavera & Bufo, 1998). Su actividad sísmica es debido a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana como se muestra en la Figura 2.1. Cabe indicar que la placa de Nazca se mueve a una velocidad de 8 a 10 cm al año y es considerada una de las más rápidas del mundo.

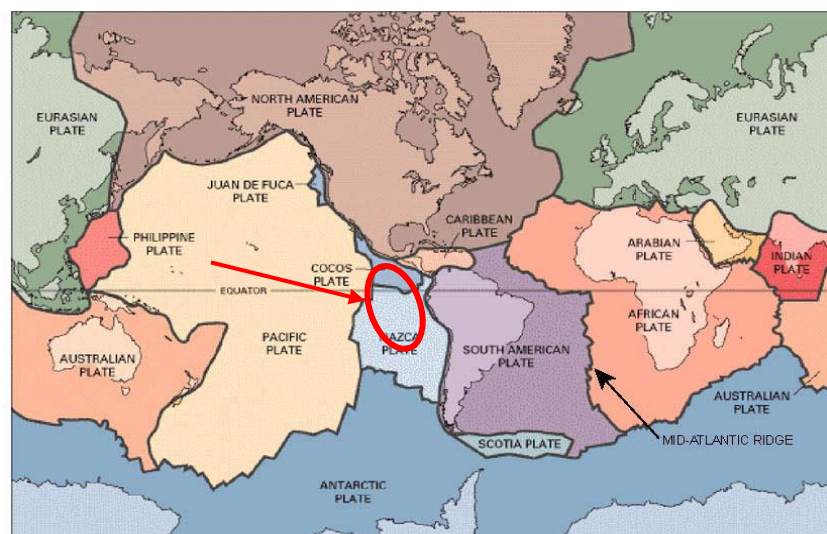


Figura 2. 1: Ubicación del Perú sobre las placas tectónicas.
Fuente: FEMA 154.

La sismicidad de una región es de vital importancia para determinar parámetros de diseño. Entre los parámetros más importantes están la magnitud máxima esperada, el periodo de retorno de cada magnitud y el lugar donde se dan estos eventos. En la Figura 2.2 se puede apreciar los últimos 10 terremotos peruanos más importantes hasta el año 2 001. Debe mencionarse que en la figura 2.2 (a) no aparece el terremoto de Pisco de 2 007 (7,9 Mw), el cual tuvo un impacto significativo en el país.

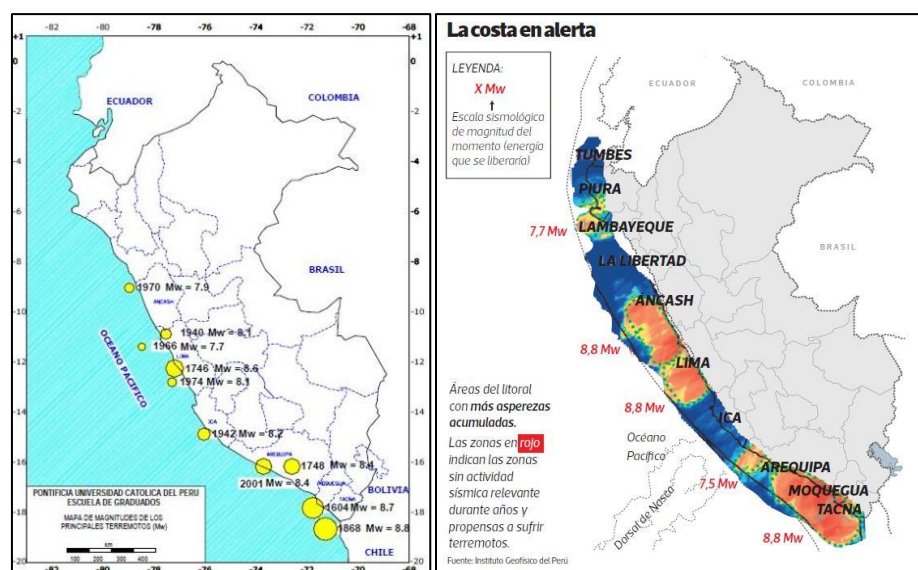


Figura 2. 2: a) Registro de sismos importante en el Perú. b) Zonas con silencio sísmico del Perú.

Fuente: a) Revista PUCP-IGP-2003, b) Diario el Comercio 03/09/2016-Tavera-IGP.

Los terremotos de gran magnitud en la costa peruana ocurrieron en los años 1 586 (primer gran terremoto del que se tiene documentación histórica), 1 687 y 1 746, este último destruyó completamente la ciudad de Lima y generó un maremoto con olas de 15-20 m de altitud ($I_u = X$ MM) (Dorbath, Dorbath, Jimenez, & Rivera, 1 991). Durante el período 1 513 –

1 959, Lima fue destruida sucesivamente por un total de 15 terremotos (Silgado, 1 978). En la región sur, los terremotos más importantes son los de 1 604, 1 784 y 1 868, este último es el mejor documentado y descrito en detalle por Montessus de Ballore (1 911) y Vargas (1 922) indicando que destruyó las principales ciudades del sur del Perú (Arequipa, Moquegua, Tacna y Puno) y norte de Chile (Arica, Iquique).

2.2. PELIGRO SÍSMICO DE TACNA.

El peligro sísmico es la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado (Alva Hurtado J. E., 1 988). Según la norma Peruana E.030-2016, en su sección de peligro sísmico, indica que para la costa peruana la probabilidad de excedencia del sismo moderado es de 10% en 50 años.

En abril de 1 989 el Ing. Jorge Meneses Loja y los Bachilleres Juan Carlos Tokeshi y José Martínez del Rosario todos del CISMID², realizaron una campaña de 51 mediciones de microtremors en toda la ciudad de Tacna, con la finalidad de determinar las propiedades dinámicas del suelo.

Los resultados del estudio son que en la ciudad de Tacna priman los periodos cortos entre 0,10 s y 0,30 s propias de suelos firmes y rígidos; resultados algo concordantes con los efectos del sismo ocurrido el 23 de

² CISMID: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.

junio del 2 001, fundamentalmente en la zona céntrica de la ciudad donde los edificios de concreto no sufrieron daños mayores (Kuroiwa Horiuchi, Pérez Galleno, & Zerga Ocaña, 2 004)³.

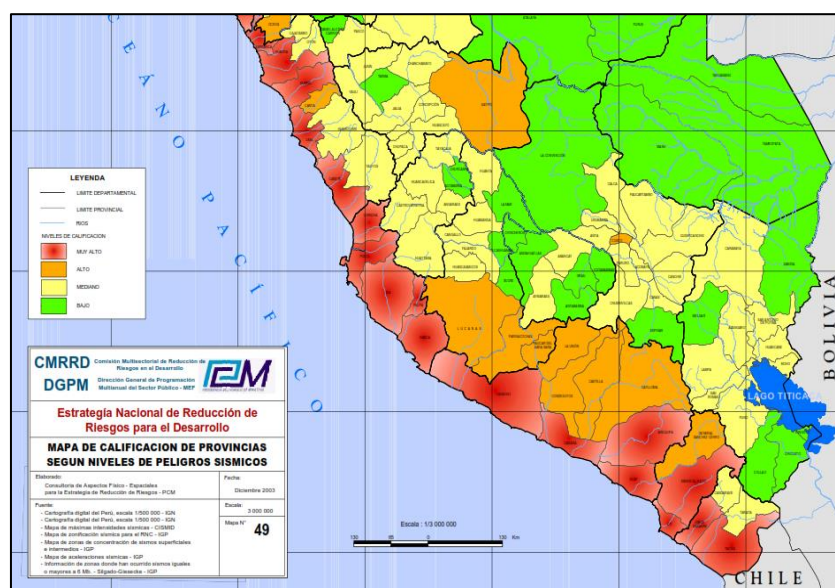


Figura 2. 3: Mapa de zonificación de peligro sísmico sur Peruano.
Fuente: Instituto Geofísico del Perú (IGP⁴)

El estudio de riesgo sísmico de Tacna hecho por Jorge Alva Hurtado en el año de 1 988, en su capítulo de Neo tectónica, indica la existencia de una falla activa denominada Chulibaya, ubicada cerca del pueblo de Curibaya, zona en la cual aún no se ha registrado ningún epicentro en los últimos años.

³ Estudio Realizado Por el Instituto Nacional de Defensa civil (INDECI), parte del Proyecto de Ciudades Sostenibles del 2 004.

⁴ IGP: Instituto Geofísico del Perú, encargado de Monitorear la detección de desastres naturales de magnitud destructiva (terremoto, tsunami, erupción volcánica, huayco, entre otros).

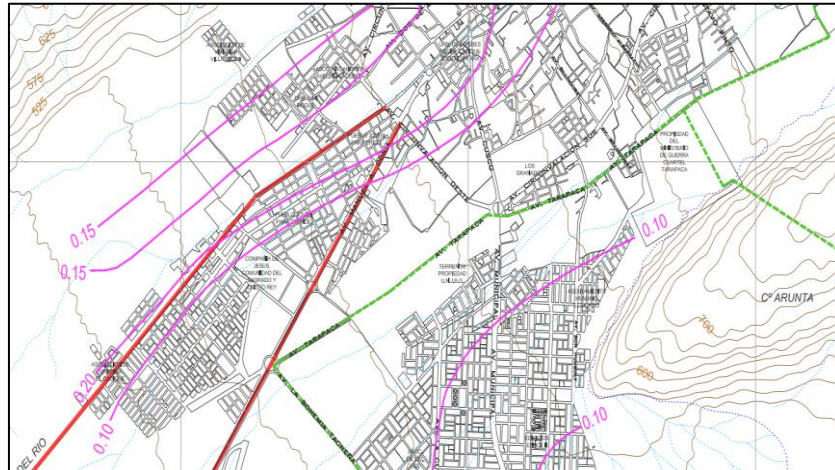


Figura 2. 4: Microtrepidación de la ciudad de Tacna.
Fuente: INDECI, 2 004.

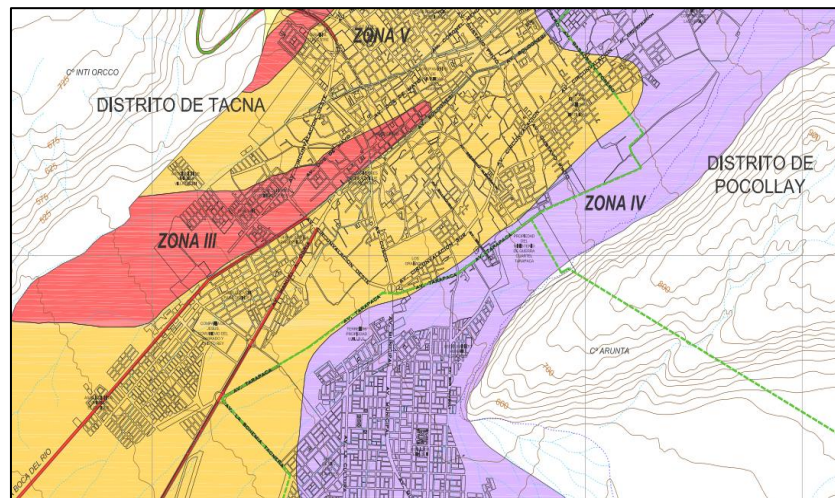


Figura 2. 5: Zonificación Geotécnica de Tacna.
Fuente: INDECI "Ciudades sostenibles", 2 004.

La Figura 2.5 muestra la zonificación Geotécnica, de acuerdo al tipo de suelos, desde zonas I hasta la V, con lecturas de microtremors elaborados por Takeshi y Martínez, en la cual indican que en Tacna se dan periodos del suelo de transmisión sísmico desde 0,09 s hasta 0,25 s.

2.3. SISMICIDAD DE TACNA.

En el estudio de peligro sísmico hecho por el INDECI, indica que entre los años 2 000 a 2 004, el 90% de los sismos tienen distancias epicentrales a más de 150 km de la ciudad de Tacna, con hipocentros ubicados mayormente en el fondo marino, con profundidades hipocentrales en su generalidad menor de 50 km.

En el estudio de Zonificación Sísmica del Perú identifican a Tacna como Zona F4, que relacionan las profundidades hipocentrales menores de 70 km para la parte litoral, penetrando al continente como Zona F5 donde las profundidades hipocentrales superan 70 km (Casaverde Méndez & Vargas Neumann, 1 980).

Alva Hurtado, en su Informe presentado a la CONCYTEC⁵, concluye que, de acuerdo a la historia sísmica del departamento de Tacna, han ocurrido en los últimos 400 años intensidades de hasta IX en la escala Mercalli Modificado. Sin embargo, en áreas vecinas tales como Arica y Arequipa han ocurrido intensidades de hasta X. Por lo tanto, Tacna está dentro de esta Zona de alta sismicidad en el mundo.

⁵ Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación, encargada de promover el desarrollo de ciencia y tecnología de nuestro país.

2.4. EVOLUCIÓN DE LAS NORMA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PERUANA EN EL TIEMPO.

En nuestro país, los códigos de diseño y construcción son relativamente jóvenes. Hasta la primera mitad del siglo XX, los diseños de las obras de infraestructura y viviendas se realizaban empíricamente, es decir a simple criterio del constructor o aplicando reglamentos y recomendaciones de Europa y Estados Unidos de aquel entonces. El primer código peruano de diseño sísmico data de 1 967 y la última versión corresponde al presente año 2 016.

1 963: ACI introduce el diseño a la rotura.

1 964: Primer proyecto de Norma Peruana, basada en la de SEAOC (Structural Engineers Association of California).

1 970: Primera Norma Peruana a nivel nacional.

1 977: Segunda Norma Peruana.

1 997: Tercera Norma Peruana.

2 003: Actualización de la Tercera Norma Peruana.

2 016: Actualización de la norma Sismorresistente E.030.

La zonificación sísmica del Perú de la norma E.030-2 003, se adoptó a una propuesta del IGP, la cual se basaba en los estudios Neo tectónicos del Perú, con probabilidades de excedencia de 10% en 50 años y tiempo de retorno de 475 años.

Las fuerzas sísmicas y los desplazamientos laterales son parámetros que condicionan en gran medida, el proyecto de edificaciones en nuestro país. Si bien la actual Norma Peruana de diseño sísmo resistente incluye cambios en las fuerzas de diseño en relación a la Norma de 1977, los cambios más importantes corresponden a la evaluación y al control de los desplazamientos laterales según Muñoz Peláez⁶.

TABLA N° 2. 1: Incremento de la demanda sísmica en la E.030-2 016.

Sistema estructural sismorresistente	Norma E.030-1997	Norma E.030-2003 ó NTE E.030-16	Incremento de la demanda
Pórtico de acero	10	9,5	5,26%
Pórtico de concreto armado	10	8	25,00%
Dual de concreto armado	10	7	42,86%
Muros de corte de concreto	7,5	6	33,33%
Albañilería estructural	6	3	166,67%
Construcción con madera	7	7	0,00%

MATERIAL PREDOMINANTE	NORMA E.030-1977	Norma E.030-1997 ó NTE E.030-16	Incremento Demanda
Concreto armado	0,01	0,007	42,86%
Acero	0,015	0,01	50,00%
Albañilería	0,01	0,005	100,00%
Madera	0,015	0,01	50,00%

Fuente: Elaboración propia, 2017.

2.5. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

La evaluación es un proceso que consiste en determinar qué tan adecuada es la estructura para el uso que esta tiene previsto luego de hacer un análisis exhaustivo de la documentación existente, inspección

⁶ Ing. Alejandro Muñoz Peláez, Profesor del área de Ingeniería de la PUCP. Autor de artículo "Fuerzas de diseño y control de desplazamientos en la Norma Peruana de diseño sísmo resistente"

de campo, las condiciones de estado, y ensayos de materiales (Jácome Villacres, 2 016).

Dependiendo del propósito de la evaluación estructural, la condición física, calidad de la estructura y la información disponible, se escogerán el número y tipo de pasos a seguir en la evaluación. Por lo tanto, no se puede estandarizar el proceso de evaluación como una serie de pasos bien definidos. (INDECI-DINAEC,2 006).⁷

2.5.1. EVALUACIÓN RÁPIDA DE EDIFICIOS-MÉTODO ATC-21

El método (Applied Technology Council ATC-21, 1 988), método de revisión por filtro de peligros sísmicos potenciales en edificaciones existentes, emplea una metodología analítica muy sencilla que se basa simplemente en dar una calificación inicial a una edificación y a medidas que se avanza en la revisión, se van filtrando las características estructurales y así mismo se le van restando o sumando a la calificación inicial teniendo en cuenta las siguientes: El procedimiento comienza por identificar el sistema estructural que resiste las fuerzas sísmicas así como los materiales de los que está compuesto. El puntaje se le irá sumando o restando a la calificación inicial dependiendo de las características que tenga.

⁷ Instituto Nacional de Defensa Civil - Dirección Nacional de Educación y Capacitación, 2 006.

La escala de este método va desde “0” (mal comportamiento sísmico), hasta 6 (muy buen comportamiento). Si un edificio resulta con una calificación inferior o igual a 2, se requiere que se lleve a cabo una evaluación más detallada tal como la del ASCE/SEI 41-13.

2.5.2. EVALUACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS:

En el caso de estructuras dañadas, el estudio de evaluación se iniciará con la identificación detallada de los daños por medio de una inspección in-situ. Cuando no se observe ninguna falla estructural, la inspección será suficiente para considerar intacta la capacidad original de la estructura (Mosqueira Moreno, 2 012). Además, la Norma NTE E.060⁸ en su acápite 20.5.1 indica que: “La porción de la estructura ensayada no debe mostrar evidencias de falla. El descascaramiento y aplastamiento del concreto comprimido deben considerarse como indicadores de falla”.

Las fisuras son roturas en la masa de concreto que se manifiesta exteriormente con un desarrollo lineal. Suponen una rotura aparente en un elemento constructivo y son una importante fuente de información de las fallas del edificio. Siempre se producen por esfuerzos de tracción o de cortante, que llegan a superar la tensión admisible del material, produciendo la rotura del mismo. Si se manifiestan solo en la superficie

⁸ NTE E.060 “Concreto Armado”-2 006. Capítulo 20 “Evaluación de la resistencia de estructuras existentes”.

se denominan fisuras, mientras que, si se producen en todo el espesor y pasan de una cara a otra, se llaman grietas (Gallo López, 2 006).

TABLA N° 2. 2: Clasificación de daños por fisuras en edificaciones.

Item	Clasificación	Descripción
1	Microfisuras: $e < 0,05$ mm	En general carecen de importancia
2	Fisuras: $0,1 < e < 0,2$ mm	En general son poco peligrosas, salvo en ambientes agresivos, en los que pueden favorecer la corrosión
3	Macrofisuras $0,2 < e < 0,4$ mm	Estas son las fisuraciones que pueden, tener repercusiones estructurales de importancia
4	Grietas: $0,4 < \text{ancho} < 1,0$ mm	Existe reducción en la capacidad sismorresistente. Debe desocuparse el edificio, proceder a una rehabilitación temporal
5	Fractura: $1,0 < \text{ancho} < 5,0$ mm	Existe una reducción importante en la capacidad sismo resistente. Deberá procederse a una evaluación definitiva urgente, para determinar si se procede a la demolición
6	Dislocación: ancho $> 5,0$ mm	

Fuente: (Gallo López, 2 006)

De igual manera, los edificios se pueden clasificar de acuerdo al nivel de daño en sus elementos estructurales.

TABLA N° 2. 3: Nivel de daños en edificaciones.

Nivel de daño	Daños en elementos
Daño Ligero	Las columnas, muros de corte o muros no estructurales están ligeramente dañados
Daño Moderado	Se encuentran agrietamientos típicos de corte y flexión en columnas, agrietamientos de corte en muros de corte o daño severo en muros no estructurales.
Daño Severo	Desprendimientos de concreto, pandeo del refuerzo y aplastamiento o falla por cortante en columnas, La resistencia lateral de los muros de corte es reducida debido al agrietamiento severo por corte
Daño Parcial	La edificación es parcialmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas
Daño Total	La edificación es totalmente colapsada debido a columnas y/o muros de corte fuertemente dañadas.

Fuente: Programa de capacitación para la estimación de riesgos-PCER.

Según el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) los principales generadores de daños en edificaciones son las denominadas columnas cortas, tal como se muestra en la Tabla 2.4.

TABLA N° 2. 4: Tipos de daños de los edificios reparados en el Perú.

TIPO DE DAÑO	Porcentaje
Columnas corta y otros defectos estructurales	69
Fallas de corte en muros	12,5
Fallas en las uniones de columnas y vigas	5,5
Flexión en muros	5
Baja calidad del concreto	3,5
Fallas en vigas por flexión o corte lateral	3
Impacto entre edificios contiguos	1,5

Fuente: “Alto a los desastres” Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima-Perú 2 010.



Figura 2. 6: Efecto columna corta en sismos por falta de juntas de dilatación en columna-muro.

Fuente: Blog PUCP, Alejandro Muñoz y Marco Tinman.

Estos daños durante los terremotos más importantes en las edificaciones escolares tradicionales se han originado fundamentalmente, por el pobre desempeño del sistema aporticado longitudinal, ver Figura 2.6. La falta de rigidez en la dirección más larga desencadena el conocido problema de columna corta cautiva que puede conducir a un daño importante pero

reparable o uno tan severo y extendido que no deja posibilidades de reparación (Muñoz Pelaez, Tinman, & Quiun, 2 001).

2.5.3. EVALUACIÓN DE MATERIALES:

Los resultados de los ensayos realizados a los materiales de la estructura indicarán si es necesario o no realizar una reparación o reforzamiento estructural.

Realizando una evaluación de materiales se puede identificar si es necesario reemplazar por completo elementos estructurales y también seleccionar los materiales nuevos a utilizarse. Por supuesto, los nuevos materiales a unirse deben ser evaluados en cuanto a resistencia, vida útil, y propósito de uso.

En caso de que sea necesario un reforzamiento, se debe estudiar los nuevos materiales y realizar las recomendaciones necesarias. La selección de materiales a usarse en un reforzamiento es función de la vida útil, tipo de uso, medio ambiente y la compatibilidad con los materiales existentes de la estructura.

2.5.4. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DETALLADO:

La capacidad de carga de la estructura debe ser evaluada usando la información obtenida anteriormente. El método más común para evaluar

una estructura es mediante la evaluación analítica usando las normas vigentes como NTE E.030 -2 016 y de concreto armado NTE E.060.

La evaluación analítica implica dos circunstancias. La primera se refiere a encontrar los valores de fuerzas y momentos que existen en la estructura. El otro usa las características de la estructura o del miembro que se está analizando para predecir cómo va a responder a los efectos de las cargas existentes.

Para la segunda forma de análisis se toma el comportamiento de la estructura. Se asume que tanto el hormigón como el acero de refuerzo se comportan de una manera lineal-elástica, considerando un análisis para cargas de servicio. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que, debido a la baja resistencia del hormigón a esfuerzos de tensión, se debe trabajar como secciones agrietadas del ACI 318-08.

2.6. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

En el diseño sismo resistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente de fuerzas laterales sea capaz de absorber y disipar energía sísmica de una manera estable por un largo número de ciclos. La disipación de energía ocurre en regiones de rotula plástica dúctil espacialmente detalladas en las vigas y columnas, las cuales también forman parte del sistema de cargas por gravedad, el cual es

frecuentemente irreparable. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, por supuesto, que el colapso estructural es prevenido y que la seguridad de vida de las personas está asegurada (Villarreal Castro & Oviedo Sarmiento, 2 009).

En este contexto, es importante revisar términos que comúnmente se confunden, como son; reforzamiento, reparación y restauración, entre los cuales existen diferencias (Jácome Villacres, 2 016).

- **Rehabilitaciones:** Relacionadas a aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- **Reforzamiento:** Atribuido al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por diferencias de proyecto y de la capacidad portante por un aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso.
- **Reforzamiento Sísmico:** Representa aquellas situaciones de aumento en la resistencia de un elemento estructural o una estructura, cuya pérdida está directamente relacionada con acciones sísmicas, se consigue por incremento de la ductilidad y de la resistencia a corte de los elementos estructurales, esto permite la disipación de la energía y mejora la capacidad de deformación de los elementos.

2.6.1. TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO MÁS USADOS:

Los reforzamientos estructurales, se hacen con fines de:

- **Prevención:** Disminuye la vulnerabilidad de los elementos estructurales, o puede ser por actualización de nuevas cargas que interactuaran en el edificio.
- **Correctivas:** Restituye Condiciones originales en elementos dañados (fuego, ambientes agresivos, sismos, etc.) o puede mejorar el comportamiento de la misma.

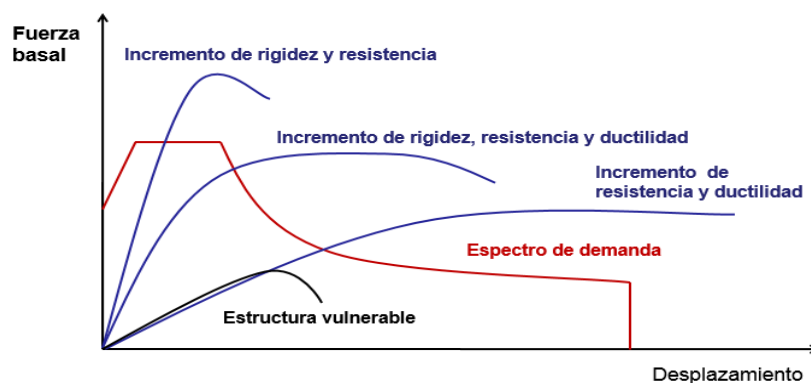


Figura 2. 7: Sistemas de reforzamiento estructural.

Fuente: Sika.

2.6.2. SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON DISPOSITIVOS PASIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

La disipación de energía es una de las partes esenciales en la protección sísmica, los disipadores tienen como función, como su nombre lo expresa, disipar la energía sísmica entrante, asegurándose que otros elementos de la estructura no sean sobre exigidos, lo que podría

provocar daños severos a la estructura. Las complejas respuestas dinámicas en la estructura requieren de dispositivos adicionales para controlar los desplazamientos horizontales (Villarreal Castro & Oviedo Sarmiento, 2 009).

Los sistemas de protección sísmica por amortiguamiento tienen como finalidad reducir los desplazamientos relativos de entrepiso, y por tanto aminorar el daño estructural. Esto se logra mediante un incremento de la participación del amortiguamiento viscoso en la disipación de energía sísmica (Miyamoto & Taylor, 2 001).

Cuando un edificio no posee dispositivos de amortiguamiento, la energía total ingresada a través del movimiento sísmico es disipada en su gran mayoría mediante energía de deformaciones elásticas e inelásticas (también llamada Histerética), mientras que la participación de la energía de amortiguamiento viscoso es casi nula al usar un sistema de amortiguamiento, la energía de entrada es balanceada de tal forma que la energía de amortiguamiento viscoso incrementa su participación, comprometiendo menos la capacidad elástica e inelástica de la estructura (Cheng, Jiang, & Lou, 2 008).

Cuando el edificio está constituido también por disipadores de energía, esta afecta en la reducción de la energía inelástica o Histerética del edificio, incrementando la energía viscosa; como observamos en la ecuación antes mencionada, la energía de entrada causada por algún

efecto lateral de carga (E_i) se mantiene constante en ambos casos, por lo tanto esta ecuación demuestra que los elementos de concreto armado del edificio no absorben la totalidad de la energía entrante, la diferencia es absorbida por los dispositivos de disipación de energía (E_v). (Reyes & Rubiano, 2 001).

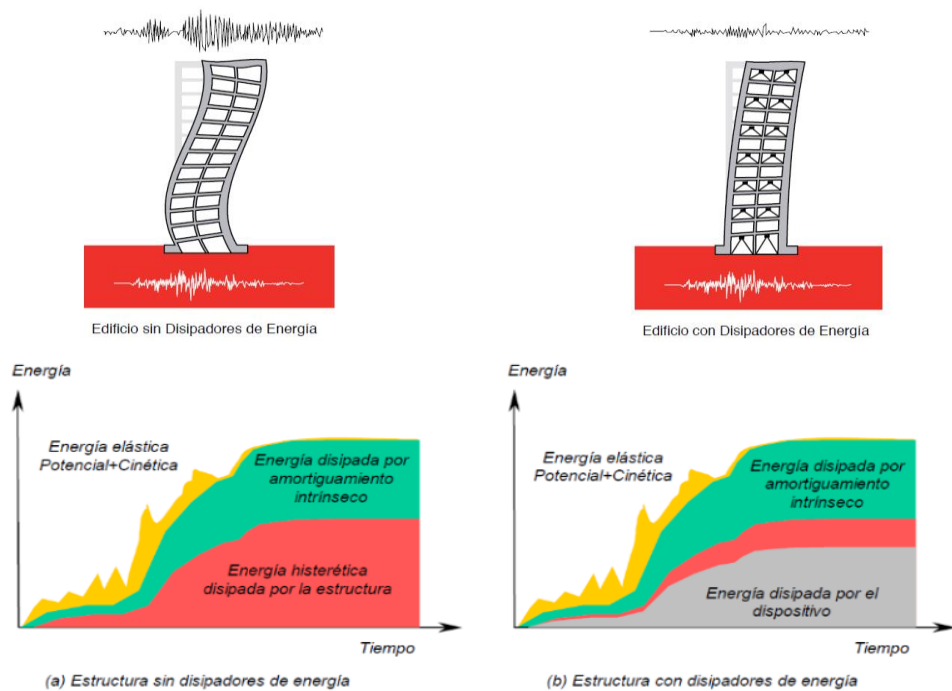


Figura 2. 8: Edificio con disipador y sin disipador de energía

Fuente: Cheng, Jiang, & Lou, 2 008.

$$E_i = E_e + E_h + E_v = \text{constante}$$

En una estructura convencional, el daño ocurrido por generación de rotulas plásticas, puede presentar altos costos en reparación, o hasta condiciones irreparables; los sistemas suplementarios de disipación de energía, resultan una opción muy atractiva. En estos sistemas, los

dispositivos de amortiguamiento, reducen cargas en los elementos estructurales de la edificación (Arévalo Lacayo, 2 015).

Según el portal de TECNOAV S.A.⁹ de Chile, los disipadores Sísmicos, actúan disipando grandes cantidades de energía, asegurando que otros elementos estructurales no sufran demandas excesivas que signifiquen daños. Pero la mejor forma de asegurar la estructura de amortiguación durante un evento sísmico y una mejor respuesta durante este. Cuando existe estructuras donde el uso de aisladores sísmicos no es recomendable (Ej. Suelos Blandos), sistemas de amortiguamiento con alta capacidad de disipación son la mejor alternativa de protección sísmica.

2.6.2.1. CLASIFICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE CONTROL DE RESPUESTA PASIVA.

Las técnicas de control de la respuesta sísmica se pueden clasificar según la forma en que el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación. En el esquema que a continuación se presenta la clasificación general, donde el ISO 3 2012 (International Standard Basic for Design of Structures Seismic action on Structures) clasifica al sistema de control de respuesta en dos sistemas: la primera de control pasivo y la segunda de control activo:

⁹ Tecnología Avanzada TECNOAV, es una empresa chilena líder en venta de sistemas de disipación de energía y tecnologías innovadoras como las fibras de carbono. <http://www.tecnoav.cl/4-aisladores-sismicos-y-disipadores-sismicos/>

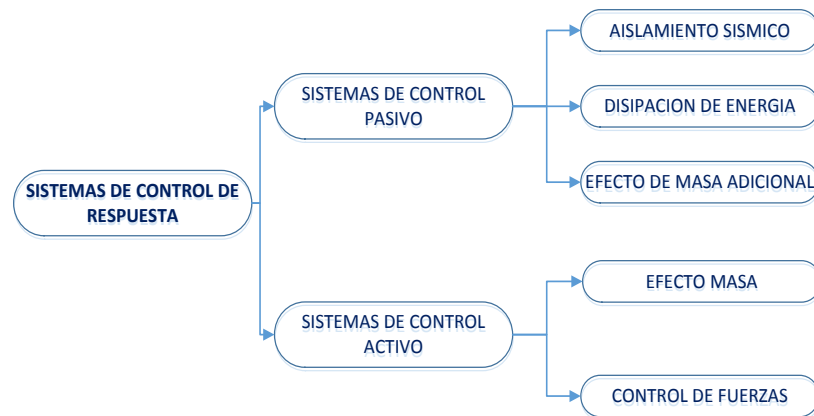


Figura 2. 9: Esquema de sistema de control de respuesta de edificaciones.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Ambos sistemas de control de vibraciones, activos y pasivos, se diferencian en que los sistemas de control activo necesitan de energía externa para funcionar, al incluir sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, entre otros; por el contrario, los sistemas de control pasivo, actúan debido a la energía que el mismo sismo aplica a la estructura. Estos dos tipos pueden combinarse para obtener mejores resultados, mezclando por ejemplo sistemas de disipación de energía con aisladores (Arévalo Lacayo, 2 015).

Los sistemas de control pasivo ofrecen grandes ventajas (Bozzo & Barbat, 1 999), como las que se indican a continuación:

- Requieren procedimientos más sencillos para la verificación del estado del dispositivo, para su mantenimiento y reemplazo durante la vida útil de la estructura.

- Utilizan menos componentes adicionales que intervienen en la respuesta de la edificación ante una excitación externa.
- La sencillez en los procedimientos de análisis y diseño estructurales.
- No necesitan una fuente de energía externa para su funcionamiento frente a la acción de sismos.

2.6.2.2. DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

Los sistemas pasivos de disipación de energía emplean dispositivos mecánicos para disipar parte de la energía inducida en la estructura por excitaciones sísmicas y de viento. El propio movimiento de la estructura produce en estos dispositivos la fuerza controladora. Estos sistemas no requieren fuentes de energía externa o mediciones instantáneas de la respuesta estructural. Los dispositivos de disipación de energía o disipadores se pueden clasificar en tres grandes grupos (Hanson & Soong, 2 001).

TABLA N° 2. 5: Dispositivos de disipación de energía

TIPO	DISPOSITIVO	PRINCIPIO DE OPERACIÓN
Histeréticos	Fluencia	Fluencia de metales
	Fricción	Deslizamiento por fricción
Viscoelásticos	Sólidos viscosos	Deformación de polímeros Viscoelásticos
	Fluidos viscoso y viscoelásticos	Deformación de fluido viscosos o flujo a través de orificios.
Vibración dinámica	Masa sintonizada	Absorción de energía vibracional
	Líquido sintonizado	

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

2.6.2.2.1. DISPOSITIVOS TIPO HISTERÉTICO.

Esta clase de disipadores inician la disipación de energía con el movimiento relativo de entrepiso. Esto se refleja como un incremento en la rigidez de la estructura modificando de esta manera el periodo de la misma.

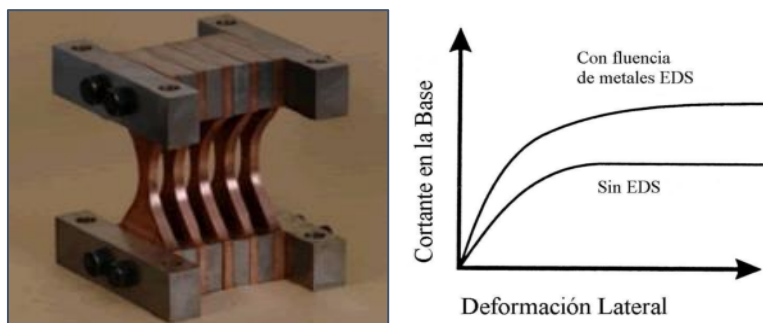


Figura 2. 10: Dispositivo por fluencia metálica tipo ADAS.
Fuente: Villarreal, 2009. (Libro: Edificaciones con disipadores de energía).

2.6.2.2.2. DISPOSITIVOS TIPO VISCO ELÁSTICOS.

Estos dispositivos inician la disipación de energía con la velocidad relativa de entrepiso. No generan ningún efecto en la rigidez de la estructura por lo cual el periodo de la misma se mantiene sin variaciones.

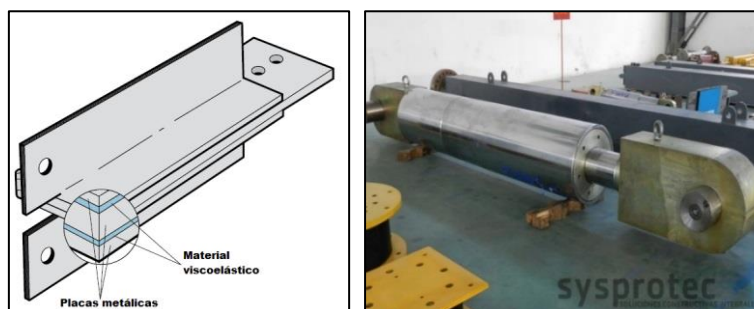


Figura 2. 11: Dispositivos tipo visco elásticos.
Fuente: Taylor Devices Inc.

2.6.2.3. DISIPADORES DE ENERGÍA FLUIDO VISCOSO.

Inicialmente su uso se limitaba a la industria militar y aeronáutica. Sin embargo, en años recientes su uso se ha extendido a la industria de la construcción, aplicándose exitosamente en edificaciones y puentes en Estados Unidos, Japón, Chile y otros países. A partir de 1990, estos dispositivos fueron adoptados para utilizarlos en la construcción de obras civiles y empezaron a tener disponibilidad comercial. Se iniciaron programas de investigación en el National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) en la Universidad del Estado de Nueva York en Buffalo. El objetivo principal de esta investigación fueron estructuras civiles con disipadores tales como edificios y puentes sometidos a cargas sísmicas y de viento. Asimismo, se empezaron a implementar en los códigos americanos de construcción, procedimientos de diseño y de prueba de estos dispositivos.

2.6.2.3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DEL DISPOSITIVO FLUIDO VISCOSO.

Fluido: Los disipadores que forman parte de sistemas estructurales emplean fluidos con una serie de propiedades y requisitos de seguridad en los Estados Unidos. Los únicos fluidos que cumplen con dichas especificaciones son los provenientes de la familia de las siliconas, los cuales son resistentes al fuego (tienen punto de inflamación mayor a 340°C), son inertes, completamente atóxicos y térmicamente estables.

Cilindro: (Cylinder) Debe funcionar como recipiente a presión que contiene el fluido. Es usualmente fabricado a partir de un tubo de acero de una sola pieza. No es admisible soldar o ensamblar piezas para cilindros de disipadores a fin de prevenir la fatiga en el tiempo y el agrietamiento debido a los esfuerzos.

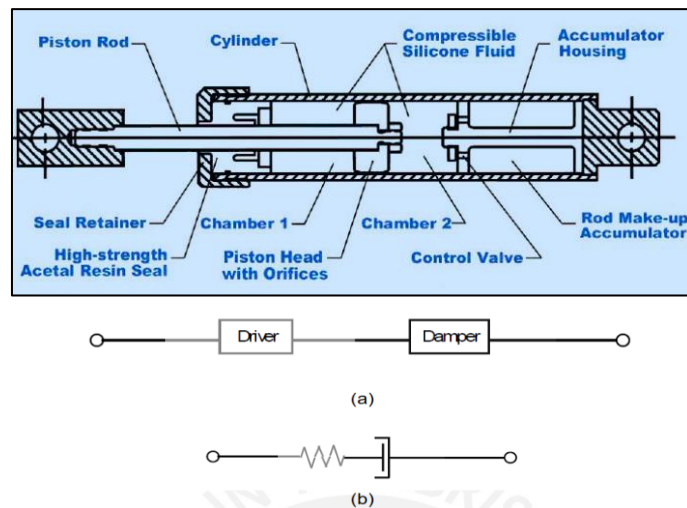


Figura 2. 12: Esquema de componentes del disipador fluido viscoso Taylor.
Fuente: Taylor Devices Inc.

2.6.2.3.2. REPRESENTACIÓN DE UN AMORTIGUADOR INDIVIDUAL.

La manera más sencilla de representar un amortiguador individual en la estructura es mediante el modelo Maxwell (ver Figura 2.12). Se considera un resorte lineal (Driver) en serie con un amortiguador puramente viscoso (Damper).

La expresión que representa la relación Fuerza-desplazamiento con la velocidad del modelo Maxwell es:

$$F = K_D u = C[\text{sgn}(v)]v^\alpha$$

Dónde:

F : Fuerza en el amortiguador.

K_D : Rigidez elástica del resorte.

C : Coeficiente de velocidad del amortiguador.

α : Exponente de velocidad.

U : Deformación axial.

$[\text{sgn}(v)]$: Función signo.

V : Velocidad axial del dispositivo.

2.6.2.3.3. ECUACIÓN GENERAL DEL DISPOSITIVO DE FLUIDO VISCOSO.

La ecuación general simplificada de estos dispositivos es la siguiente:

$$F = CV^\alpha$$

Dónde: F : Es la fuerza actuante en el disipador.

C : Constante de amortiguamiento.

V : Velocidad relativa en el amortiguador.

α : Coeficiente que varía entre 0,4 y 0,6 para edificaciones.

2.6.2.3.4. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO “C”.

Es la constante de amortiguamiento del dispositivo, y está relacionado a las propiedades del fluido inmerso dentro del dispositivo. Debe ser

definido por el proyectista de acuerdo al amortiguamiento objetivo. Su cálculo parte de una estimación que depende directamente del tipo de disipador utilizado (lineal o no lineal) y del amortiguador objetivo.

Amortiguadores Lineales:

Un valor inicial estimado del coeficiente de amortiguamiento “C” para dispositivos lineales puede obtenerse con la siguiente ecuación, obtenida del FEMA 274.

$$\beta_{\text{visc.}} = \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Dónde:

$\beta_{\text{visc.}}$: Amortiguamiento Viscoso Objetivo.

T : Periodo fundamental de la estructura.

ϕ_i : Modo de vibración del periodo fundamental

ϕ_{rj} : Desplazamiento relativo del modo de vibración fundamental.

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador.

m_i : Masa de entrepiso

Esta fórmula considera un coeficiente de amortiguamiento constante para todos los dispositivos. Sin embargo, se conoce experimentalmente que la eficiencia de los amortiguadores en los pisos superiores es menor que la que se presenta en los niveles inferiores debido a la importancia de los primeros modos.

Amortiguadores No lineales:

Una manera de pre dimensionamiento de estos dispositivos, es calculando el coeficiente de amortiguamiento “C”, el cual obtiene con la siguiente ecuación:

$$\beta_{\text{visc.}} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad \lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1 + \frac{\alpha}{2})}{\Gamma(2 + \alpha)}$$

Dónde:

λ : Valores tabulados en el FEMA 274-97 (NEHRP¹⁰ Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings). Tabla 2.6.

Γ : Función gamma.

A : Amplitud del desplazamiento del modo fundamental de la estructura.

ω : Frecuencia angular fundamental de la estructura ($\omega = 2\pi f$).

α : Exponente de velocidad

TABLA N° 2. 6: Tabla de valores del parámetro λ .

Exponente α	Valores de parámetros λ
0,25	3,70
0,50	3,50
0,75	3,30
1,00	3,10
1,25	3,00
1,50	2,90
1,75	2,80
2,00	2,70

Fuente: FEMA 274-97

¹⁰ National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) colabora con el Federal Emergency Management Agency (FEMA) para investigar los efectos sísmicos que generan daños a las estructuras.

2.6.2.3.5. EXPONENTE DE VELOCIDAD “ α ”.

El comportamiento histerético de los disipadores en una estructura, lo define el exponente de velocidad “ α ”, este exponente define la reacción del disipador ante los impactos de velocidad.

Los dispositivos de amortiguamiento con exponentes de velocidad mayor a 1 (amortiguadores lineales), no son comúnmente utilizados en estructuras de edificaciones, porque estas requieren altas velocidades para incrementar la fuerza de amortiguamiento (Hwang, 2 016).

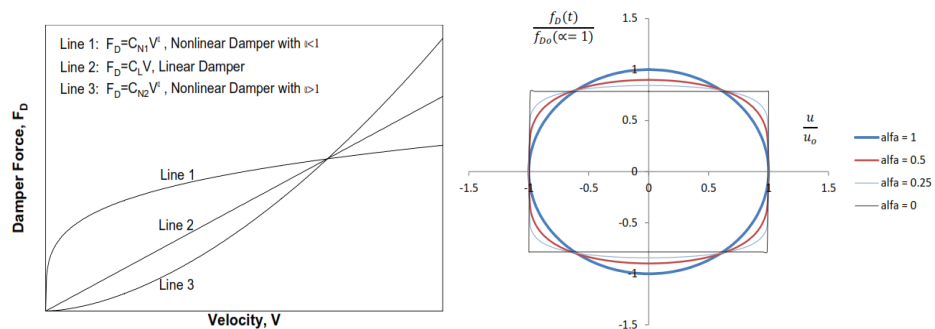


Figura 2. 13: Fuerza de amortiguamiento vs velocidad y lasos histeréticos del disipador.

Fuente: Artículo “Seismic Design of Structures with Viscous Dampers”.

Los dispositivos con exponente $\alpha = 1$ denominados disipadores lineales, fueron los primeros en ser desarrollados históricamente y con ellos se obtuvieron elevadas fuerzas de amortiguamiento. Posteriormente aparecieron los disipadores no lineales con exponentes $\alpha < 1$ con los cuales se obtuvieron mejores soluciones en problemas de vibración e impacto (Chopra & Lin, 2 001).

2.6.2.3.6. RIGIDEZ DEL DISPOSITIVO “K” (RIGIDEZ DEL BRAZO METÁLICO)

La rigidez del dispositivo está representada por la rigidez del brazo metálico en la que se apoya y es mediador a la conexión principal del edificio. Esto debido a que la rigidez axial del dispositivo es bastante menor que la rigidez axial y lateral del brazo metálico, cuyo valor se calcula con la siguiente ecuación.

$$K = \frac{EA}{L}$$

Dónde:

E : Módulo de elasticidad del acero.

A : Área de la sección del brazo metálico.

L : Longitud del brazo metálico.

En los diseños de esta clase, es común usar perfiles de acero tipo HSS o tipo PIPE con fines de estética, pero se puede usar cualquier sección que cumpla los requerimientos del sistema.

Una vez ubicado y diseñado los amortiguadores, se deberá verificar la sección con las solicitaciones de esfuerzos axiales (tracción y compresión) de los disipadores.

$$\phi T_n = \phi f_y A_g < T_u \text{ (Tensión)}$$

Dónde:

T_n : Tensión nominal de la sección de acero.

ϕ : Factor de reducción (0,90).

A_g : Área bruta de la sección del brazo metálico.

T_u : Tensión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

$$\phi P_n = \phi F_c A_g < P_u \text{ (Compresión)}$$

Dónde:

P_n : Compresión nominal.

P_u : Compresión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

2.6.2.3.7. CRITERIOS DE DISPOSICIÓN Y UBICACIÓN DE DISPOSITIVOS

Según la norma ASCE/SEI 7-10 indica, en el caso de los procedimientos de respuesta espectral y de un análisis de fuerza estática, que el sistema de amortiguamiento de la estructura debe tener al menos dos dispositivos por piso en cada dirección de análisis y que deben estar distribuidos de forma que haya resistencia a la torsión.

Disposición diagonal simple.

Esta disposición se caracteriza por orientar el dispositivo en el ángulo diagonal del pórtico donde se ubicará. Por tanto, solamente la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales. Además, cabe indicar que este arreglo en diagonal hace que el edificio necesite más dispositivos para lograr el desempeño objetivo.

Disposición diagonal doble.

De igual manera se puede hacer arreglos en doble diagonal, dentro del pórtico, tal como lo muestra la Figura 2.14, con el único detalle de que la viga donde se apoya requiera reforzamiento.

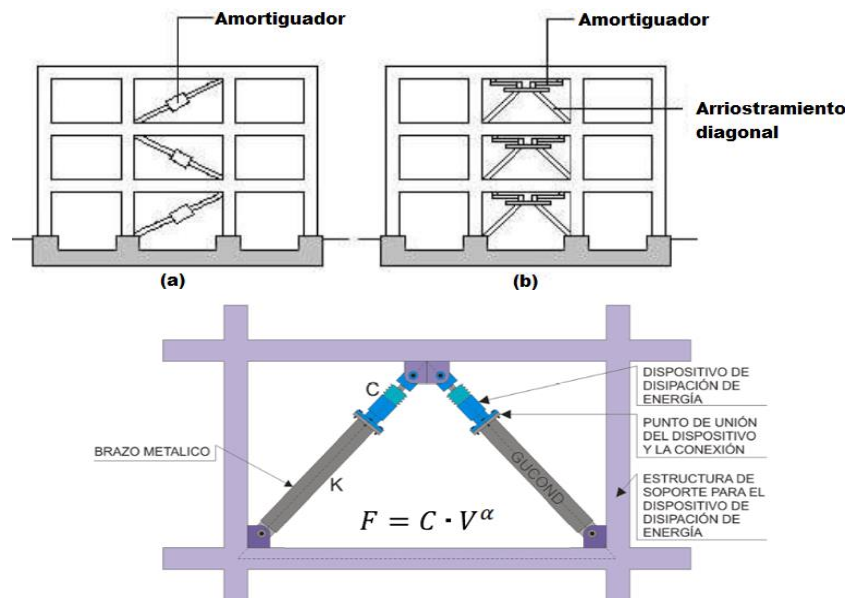


Figura 2. 14: Configuraciones de disipadores FV.

Fuente: TECNOAV.

Disposición en arreglo Chevron.

Esta disposición se caracteriza por disponer al amortiguador en posición horizontal, paralelo al plano del techo. De este modo se logra absorber la fuerza horizontal directamente. Esta disposición genera un mejor desempeño de la estructura con respecto a la disposición diagonal porque reduce los desplazamientos del edificio, por ende, reduce más las derivas. Entre las desventajas de este dispositivo se encuentra el

sobresfuerzo generado en la parte intermedia de la viga cercana al amortiguador, un efecto de compresión y tracción que debe ser controlado por medio de planchas, anclajes y un refuerzo adicional de la viga.

2.6.2.3.8. UBICACIÓN DE DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO.

Para la ubicación de estos dispositivos, se debe tener en cuenta las zonas donde existen más desplazamientos, y los entrepisos con mayor distorsión, además, podemos identificar las zonas donde hay mayor velocidad. La ubicación óptima de los amortiguadores se logra mediante procesos iterativos (Fuentes Sadowsky, 2 015).

2.6.2.4. RECOMENDACIONES DEL USO DEL SISTEMA DE DISIPADORES EN EDIFICACIONES.

2.6.2.4.1. En función del tipo de sistema estructural.

La capacidad de disipar energía de estos dispositivos se incrementan conforme el desplazamiento relativo en su interior aumenta. Estos dispositivos permiten aquellos desplazamientos gracias al fluido que llevan en el interior el cual se activa una vez que inicia el movimiento que es el que somete la estructura a aceleraciones generando así altas velocidades en los amortiguadores. Este comportamiento nos lleva a la conclusión de que la conveniencia en el uso de estos dispositivos depende exclusivamente de la flexibilidad o rigidez de la estructura. Así

un sistema de muros tendría dispositivos destinados a controlar el daño con efectividad únicamente en las primeras etapas de agrietamiento, mientras que un sistema de pórticos o dual tendría la ventaja de controlar las derivas de entrepiso y el daño estructural generados durante todo el proceso.

2.6.2.4.2. En función del nivel de desempeño deseado.

Para este punto de vista se propone comparar el sistema de amortiguamiento con respecto a otros igualmente moderno. En el código FEMA 274, en su capítulo 9 nos muestra algunas recomendaciones en el uso de ambos sistemas de acuerdo a los diversos niveles de desempeño deseado. Así por ejemplo para los niveles de desempeño Operativo, Ocupación Inmediata y Resguardo de la vida, los amortiguadores son especialmente útiles. Para el nivel cerca del colapso es mejor recurrir a otros sistemas de reforzamiento o a la combinación de ambos.

TABLA N° 2. 7: Recomendaciones de la aplicación del sistema de amortiguamiento y de aislamiento de la base.

Desempeño Estructural		Aislamiento de Base	Amortiguamiento
Nivel	Rango		
Operacional	Control de daños	Muy recomendable	Recomendable
Ocupación inmediata	Control de daños	Recomendable	Recomendable
Resguardo de vida	Seguridad al límite	Limitado	Recomendable
Cerca al colapso	Seguridad al límite	No recomendable	Limitado

Fuente: Traducción de tabla del FEMA 274.

2.6.2.4.3. En función de la edad de la estructura.

En muchos países se usan estos dispositivos con fines de reforzamiento de estructuras existentes. Ciertamente esta es una opción atractiva porque se mejora el desempeño de la estructura sin adicionar elementos rígidos tales como muros de concreto armado y arriostre metálico.

Con respecto a su instalación, esta demanda menos tiempo que un reforzamiento clásico en base a encamisados con concreto, adición de muros, etc. Aquí reside una gran ventaja en comparación con los sistemas de aislamiento de base.

2.6.2.4.4. En función de la estética o arquitectura del proyecto.

Debido a que estos dispositivos son generalmente integrados dentro del marco de un pórtico, pueden esconderse fácilmente detrás de muros de Drywall y así tener un mínimo efecto en la integridad arquitectónica del edificio. A pesar de esto cabe mencionar que algunos expertos del tema consideran una mejora arquitectónica la exposición de los amortiguadores, inclusive un incremento considerable del valor del proyecto.

2.6.2.4.5. En función del mantenimiento o vida útil.

Los dispositivos de fluido viscoso TAYLOR DEVICES no requieren de ningún tipo de mantenimiento, inclusive luego de la ocurrencia del evento

sísmico. Esta afirmación cuenta con el respaldo de la industria militar que participó directamente en la investigación, inclusive existen muchas edificaciones a nivel mundial que demuestran la verdad de esta propiedad.

2.6.2.4.6. En función de costos y condiciones del proyecto.

El costo del análisis, diseño, fabricación e instalación de los amortiguadores en una estructura está en función de los siguientes factores:

- Movimiento del suelo y condiciones de suelo.
- Tipo de estructura.
- Desempeño deseado.
- Número de amortiguadores.
- Capacidad de cada disipador en fuerzas, desplazamiento y velocidad.
- Refuerzo requerido de elementos estructurales existentes, conexiones o cimentaciones.
- Interrupción de la ocupación del edificio durante la construcción o reforzamiento.

Se recomienda contar con los especialistas para todos los campos requeridos de manera que puedan controlarse la mayor parte de los factores anteriormente descritos.

2.6.2.4.7. En función de la importancia de la estructura.

En estructuras importantes y esenciales, el costo relativo de implementar un sistema de amortiguamiento es relativamente bajo en comparación con los gastos que se tendría que asumir en reparación estructural después del evento sísmico y los gastos originados por los daños en el contenido del edificio. (Muñoz, 2 010).

2.6.3. SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON MATERIALES COMPUESTOS FRP (Fiber Reinforcing Polymer).

La industria de la construcción e ingeniería ha empezado a conocer las bondades y ventajas de nuevos materiales estructurales de naturaleza sintética, provenientes de procesos químicos sofisticados; hoy en día conocidos como materiales compuestos. Dichos materiales en un principio solo eran usados como materiales arquitectónicos o decorativos, pasando después a tener aplicaciones estructurales en construcción, en aeronáutica y posteriormente aplicaciones de reparación tanto estructural como estético, llegando a ser conocido estos materiales como compuestos estructurales.

2.6.3.1. MATERIAL COMPUESTO FRP (Fiber Reinforcing Polymer).

Un material compuesto consiste en la combinación a nivel macroscópica de dos o más componentes no solubles entre ellos que se unen sinérgicamente, obteniéndose un material con una mayor capacidad

estructural que la de sus contribuyentes cuando actúan por separados (Pérez & Sánchez, 2014).

El término material compuesto se reserva para aquellos materiales bifásicos (fibra + matriz) fabricados expresamente para mejorar los valores de las propiedades que los materiales constituyentes presentan por separado, exhibiendo una interfaz identificable entre ellos.

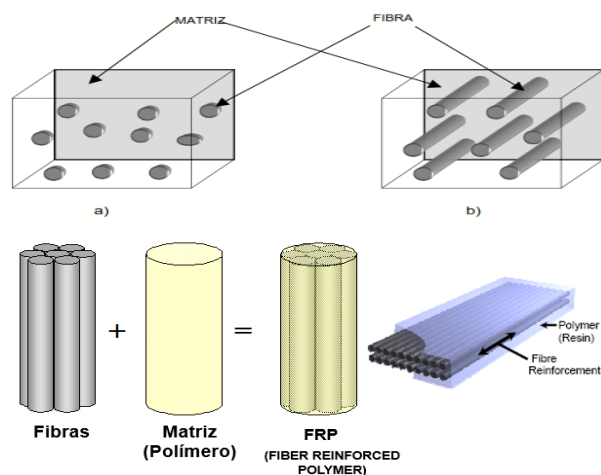


Figura 2. 15: a) Compuesto reforzado con partículas, b) compuestos reforzados con fibras.
Fuente: Sika.

Los materiales compuestos pueden operar en ambientes hostiles por grandes periodos de tiempo. Estos materiales tienen grandes periodos de vida bajo fatiga y su mantenimiento y reparación son muy fáciles, sin embargo, presenta sensibilidad a ambientes hidrotermales, donde existen cambios severos de humedad de la atmosfera, causando daños durante su vida de servicio, y pudiendo desarrollar daños internos. Para poder detectar y pronosticar estos posibles daños, se requiere de sofisticadas

técnicas no destructivas. Algunas veces es necesaria la aplicación de capas protectoras contra la erosión, el daño superficial y contacto con la luz, principalmente la luz solar, ya que la luz solar es portadora de los rayos ultravioletas, los cuales son causantes de que se rompan las cadenas moleculares de los polímeros (Recuero, Gutiérrez, Miravete, & Cuartero, 1997).

2.6.3.2. TIPOS DE MATERIALES MÁS USADOS.

Según la norma chilena NCh 2577-2 001, son tres tipos de fibras sintéticas que funcionalmente se usa para reforzar las edificaciones:

- Fibras de vidrio. (GFRP).
- Fibras orgánicas (Amidas) (AFRP).
- Fibras de carbono. (CFRP).

El código de diseño del sistema FRP del ACI 440.2R-08¹¹, se aplica solo a las tres fibras antes mencionadas.

2.6.3.3. FIBRAS DE CARBONO.

La fibra de carbono es un material extraordinariamente versátil por su ligereza y su capacidad mecánica, por lo que ha sido utilizada habitualmente en los últimos años en la industria aeronáutica y

¹¹ 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.

aeroespacial, formando parte integral en los elementos mecánicamente más comprometidos en aviaciones y aeronaves.

2.6.3.3.1. OBTENCIÓN DE LA FIBRA DE CARBONO.

Según Tantalean (2 010) de TOPCON INGENIEROS S.A. las fibras de carbono son polímeros que se obtiene de calentar sucesivamente a altas temperaturas (hasta 1 500 °C) otro polímero llamado poliacrilonitrilo. Este proceso de recalentamiento da lugar a la formación de unas cintas perfectamente alineadas de carbono casi puro en su forma de grafito, por ello la denominación de fibra de carbono.

Existen tres procedimientos principales para producir fibras con las capas gráficas orientadas preferencialmente paralelas al eje de la fibra como se describen enseguida:

- Mediante Orientación del polímero precursor por estiramiento.
- Mediante Orientación por Hilado.
- Mediante Orientación durante la grafitización.

Existen varias presentaciones de laminados de fibras de carbono, tales como fibras orientadas en forma unidireccional; fibras agrupadas en grupos de mechas, donde las mechas pueden orientarse en forma aleatoria o pueden ordenarse como un tejido (ver Figura 2.16) (Hull, 1 987).

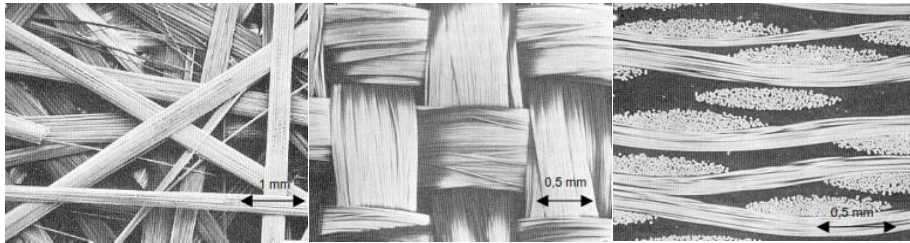


Figura 2. 16: Micrografía de barrido electrónico de un tejido de mechas, en Tejido y unidireccional.

Fuente: Hull, 1987.

En nuestro medio, los laminados más comerciales son de la marca Sika¹², la cual distribuye comúnmente láminas con refuerzo de fibras unidireccionales y los laminados con mechas en tejido.

2.6.3.3.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA FIBRA DE CARBONO.

Indudablemente, el factor más importante que ha conducido al rápido desarrollo de los materiales compuestos es la reducción de peso que pueda conseguir a partir del uso de fibras de baja densidad con alto módulo de elástico y resistencia. Las fibras de carbono son muy superiores a las fibras de vidrio en términos de módulo elástico específico.

El módulo elástico de las fibras de Aramida es significativamente mejor que el de la fibra de vidrio, pero inferiores al módulo elástico de las fibras de carbono.

¹² SIKa: Corporación Suiza dedicado a la fabricación de aditivos con fines de la construcción.

TABLA N° 2. 8: Propiedades de las fibras de carbono, vidrio y kevlar (Aramida) a 20°C.

PROPIEDADES	UNIDADES	CARBONO BASE PAN TIPO I	CARBONO BASE PAN TIPO II	VIDRIO E	KEVLAR 49 POLIAMIDA AROMÁTICAS
Diámetro	μm	7,0 – 9,7	7,6 - 8,6	8,14	11,9
Densidad	10^3 kgm^{-3}	1,95	1,75	2,56	1,45
Módulo de Young	GPa	390	250	76	125
Módulo (perpendicular al eje de la fibra)	GPa	12	20	76	
Resistencia a tracción	GPa	2,2	2,7	1,4 - 2,5 (típica) 3,5 (estirado recientemente)	2,8 – 3,6
Alargamiento en rotura	%	0,5	1,0	1,8 – 3,2	2,2 – 2,8

Datos proporcionados por el fabricante. Estos solo son una guía aproximada (Hull 1987)

2.6.3.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MATERIALES FRP

Según Sika, en la ponencia titulada “Reforzamiento de Estructuras con sistema FRP” se presentan las siguientes ventajas del uso del FRP.

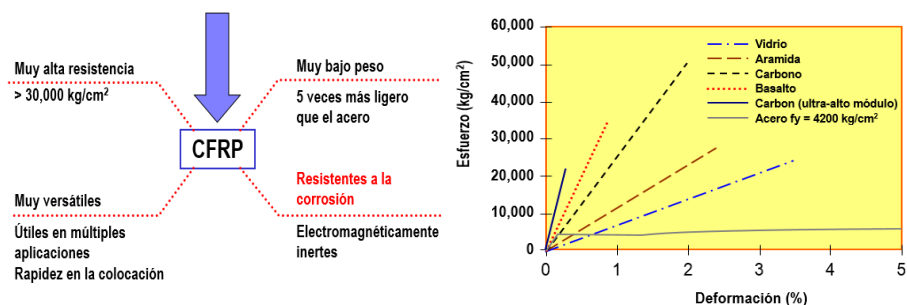


Figura 2. 17: Esquema de principales ventajas del sistema CFRP.

Fuente: Ponencia de Sika en edificaciones seguras, 2 010.

La desventaja de los materiales FRP, es el tipo de rotura frágil, con fallas sin deformaciones plásticas o de fluencia como el acero de refuerzo. Las fibras de carbono y de vidrio fallan sin ninguna reducción de sus secciones transversales en contraste con la fibra de Aramida, las cuales fallan de manera dúctil.

2.6.3.5. MATERIALES USADOS PARA LA INSTALACIÓN DEL SISTEMA FRP.

Los materiales normalmente usados para la instalación de sistema FRP son las que se ven en la Figura 2.18.



Figura 2. 18: Materiales usados para instalación del CFRP.
Fuente: Sika.

TABLA N° 2. 9: Ventajas y desventajas de los solventes del FRP.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE DIVERSOS SISTEMAS DE ADHERENCIA		
SISTEMAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
EPOXI	Alta adherencia final. Durabilidad. Cualquier espesor. Contracción del 2%.	Preparación de superficies. Vida de la mezcla. Ciclos de curado. Dosificación de los componentes.
POLIETURANOS	Flexibilidad. Mejor para plásticos.	Menor adherencia final que los epoxis. Peor para cristal y metales.
ACRÍLICOS	Buena Adherencia final. Fácil aplicación. Curado Rápido. Preparación de superficie	Espesor de la capa. Contracción del 7%. Durabilidad.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La recomendación de los expertos de TECNOAV es realizar ensayos de Pull-off antes de la instalación del material CFRP.

2.6.3.6. APLICACIONES DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CFRP.

El diseño de este sistema está basado en gran cantidad de experimentos a nivel mundial, los cuales se plasmaron en las siguientes guías de diseño en reforzamiento y rehabilitación sísmica:

- **Reporte Técnico No. 55** Concrete Society Committee, Reino Unido (UK), (2 000).
- Federation Internationale du Beton. **FIB-Bulletin 14 y FIB-Bulletin 35** Guías europeas internacionales (2 001 y 2 006, respectivamente).
- **Nacional Research Council**, Italia, 2 004.
- **Seismic Rehabilitation of Concrete Structures**, Japan Concrete Institute (2 008).
- **ACI 440.2R** de Estados Unidos (2 008).
- **ACI 440.7R** de Estados Unidos (2 010).
- **ACI 440-F** Aspectos sísmicos (Próximamente).

A continuación, se muestran algunas imágenes de los ensayos que realiza los proveedores a sus productos, siendo el caso de Sika.

2.6.3.6.1. REFUERZO A FLEXIÓN DE VIGAS:

La ecuación planteada por el ACI 440.2R-08 para calcular la cantidad necesaria de las láminas de fibra de carbono, es la siguiente:

$$M_n = A_s f_s \left(d \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

Dónde:

M_n : Momento nominal actuante en el elemento.

- As : Acero de refuerzo existente.
- Fs : Fluencia del acero de refuerzo (4 200 kg/cm2).
- d : Peralte efectivo de la sección reforzada.
- ψ_f : Factor de reducción del FRP, (valor recomendado por el ACI 440.2R-08 es de 0,85).

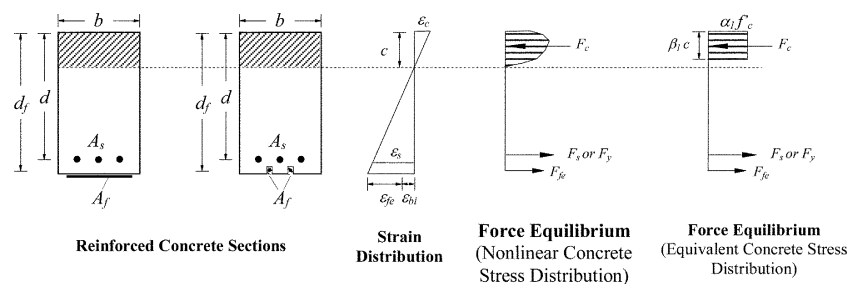


Figura 2. 19: Distribución de esfuerzos internos con CFRP.

Fuente: ACI 440.2R-08.

2.6.3.6.2. REFUERZO A CORTE DE VIGAS:

Para el cálculo del refuerzo CFRP en vigas, el código ACI 440.2R-08 recomienda usar la siguiente fórmula:

$$V_f = A_{fv} f_{fe} \frac{d_f (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s_f}$$

El límite de refuerzo transversal se mide con la siguiente ecuación:

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dónde:

- Vn : Cortante nominal.
- Vu : Cortante ultima del elemento.
- Vc : Cortante absorbida por el concreto.
- Vs : Cortante absorbido por el acero de refuerzo.

V_f : Cortante absorbida por el refuerzo FRP.

ψ_f : Factor que depende de la forma de colocado del refuerzo FRP.

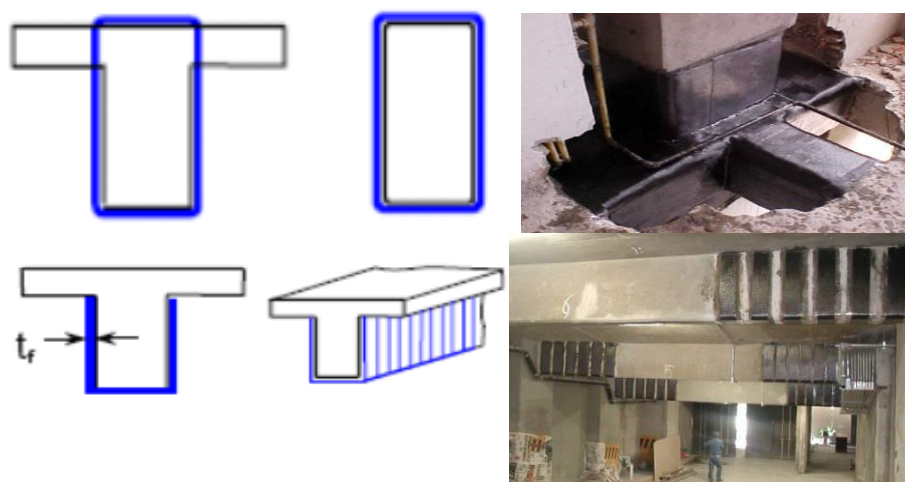


Figura 2. 20: Formas de disposición de material CFRP en vigas.

Fuente: TECNOAV.

Los procedimientos de cálculos de refuerzo FRP, ya sea en vigas, columnas y muros se muestran en el código de diseño ACI 440.2R-08, ampliando más el tema de los refuerzos con FRP.

2.6.4. SISTEMA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL TRADICIONAL DE CONCRETO.

2.6.4.1. REPARACIÓN DE FISURAS EN EDIFICIOS DE CONCRETO:

La fisuración implica una pérdida de estanqueidad, que puede permitir una circulación reducida pero continua de agua o aire en zonas del interior de la masa de hormigón. En determinados casos estos elementos

pueden servir de acceso a agentes agresores, afectándose la durabilidad del hormigón y las armaduras.

En todo caso, antes de optar por una u otra técnica de intervención, se deben estudiar cuidadosamente algunos aspectos.

- Primero se debe analizar el estado de actividad de las fisuras, disponiendo testigos y, en su caso, efectuando medidas periódicas de la apertura de las fisuras. Estos análisis deben permitir prever su evolución, y en particular estimar la máxima apertura posible.
- La determinación de la causa de la fisuración es fundamental para efectuar una reparación correcta y duradera.
- Reconocer si las fisuras son aisladas o se organizan en red, definiendo así la zona de obra afectada por el problema.
- Se debe analizar la necesidad o conveniencia de coser las fisuras, devolviendo o incrementando la resistencia original del hormigón a tracción. Como estrategia opuesta se puede optar por asumir las fisuras y convertirlas en juntas.

2.6.4.1.1. INYECCIÓN DE FISURAS EN CONCRETO.

La inyección se realiza, en general, con resinas epoxi o con lechada. En condiciones normales, las resinas proporcionan mejores y más durables resultados. La inyección de lechada resulta especialmente indicada

cuando se requiere resistencia al fuego, o el hormigón ha de soportar temperaturas extremas.



Figura 2. 21: Inyección de una fisura con resinas.
Fuente: Sika.

Procedimientos de reparación.

Efectuar taladros de 15 a 20 mm de diámetro a intervalos regulares entre 15 y 30 cm, colocando válvulas fijadas con resina en los mismos. Las separaciones menores se adoptarán para fisuras pequeñas.

Obturar la fisura entre los orificios de inyección. A este fin pueden utilizarse materiales termoplásticos, resinas epoxi o, en caso de fisuras pequeñas, una cinta adhesiva puede ser suficiente.

Inyectar agua o disolvente de modo que se verifique la estanqueidad y se elimine todo resto de suciedad, grasa, etc. dejar secar, utilizando chorro de aire caliente si fuera necesario.

Inyectar la resina por cada válvula, cerrando las restantes, y manteniendo la presión unos minutos, hasta que la resina rezume por puntos contiguos

o la presión hinche los labios de la fisura. El orden de inyección debe estudiarse en cada caso. En grietas sobre paramentos verticales es conveniente inyectar de abajo a arriba.

Tipo de Resina.

El tipo de resina debe adaptarse a las características de la fisura, así como a la técnica y presión de inyección.

- Para fisuras hasta 1,0 ó 1,5 mm de apertura conviene mezclar con polvo de cristal o sílice
- Para fisuras de ancho entre 1,0 ó 1,5 mm hasta 4 ó 5 mm, resulta más adecuado formar un mortero con arena, cuyo tamaño máximo debe ser inferior al 50% del ancho de fisura y a 1mm.
- La proporción de material de relleno en relación a la resina suele establecerse en torno a 1:1.
- La presión de inyección es asimismo variable, dependiendo de la anchura de la fisura y de la viscosidad de la formulación. Sus límites usuales están entre 1 y 20 kg/cm², siendo 5 kg/cm² un valor generalmente aplicado.

2.6.4.1.2. VACIADO Y SELLADO.

Es la técnica más simple y comúnmente utilizada para la reparación de fisuras. Consiste en vaciar la cabeza de la fisura, agrandándola al menos 5 mm, limpiar con agua los bordes, y sellar. Los materiales de sellado son

muy variados, y van desde resinas epoxi a alquitranes (especialmente en pavimentos), pasando por una amplísima gama de productos existentes en el mercado. En ciertos casos se omite la fase de vaciado o agrandamiento de la fisura, sin embargo, este proceder conduce a reparaciones de poca duración, además de exigir que el material de sellado sobresalga.

El relleno de la fisura con mortero u hormigón debe evitarse, pues rara vez se obtienen resultados duraderos con este sistema. Incluso si la adherencia es buena, no alcanza la resistencia a tracción del hormigón original y, en todo caso, resulta inferior a la que se consigue con el resto de materiales citados. Por otra parte, lo reducido de dimensiones y volumen de lo reparado provoca incompatibilidades no despreciables con el material original. Todo ello hace que las fisuras selladas con mortero u hormigón se vuelvan a abrir casi siempre

2.6.4.2. REFUERZO MEDIANTE RECRECIDO CON CONCRETO ARMADO.

Una opción evidente para reforzar un elemento estructural de hormigón consiste en recrecerlo envolviéndolo con una sección adicional de hormigón convenientemente armado.

Ventaja:

- Gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos

- Permite aumentar considerablemente la sección de hormigón e incorporar una considerable cuantía de nuevas armaduras que, en caso necesario, pueden conectarse con las armaduras originales mediante anclajes.
- Presenta buen comportamiento frente al fuego.

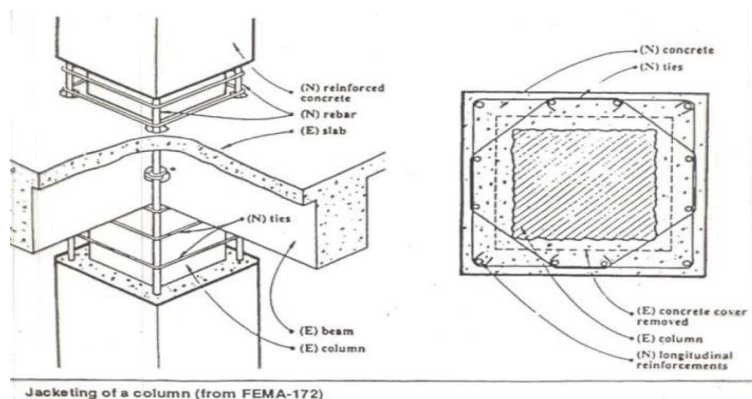
Desventaja:

- Aumenta de modo considerable las dimensiones originales de la pieza.
- Elevada dificultad constructiva y coste elevado.
- Puede alterar la distribución de esfuerzos en el conjunto de la estructura.

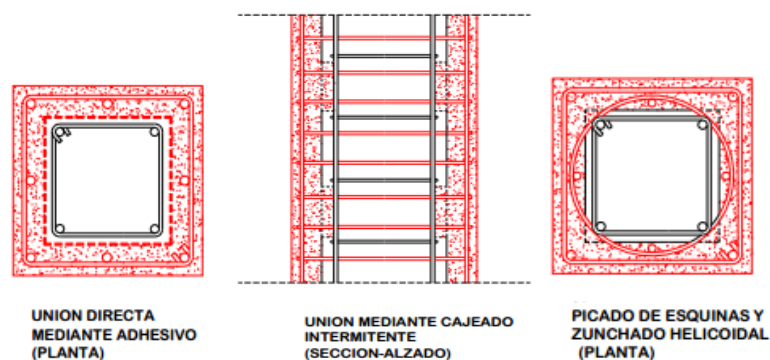
2.6.4.2.1. ENCHAQUETAR LOS ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS.

La resistencia y ductilidad de las vigas, columnas y nudos pueden ser mejoradas si se enchaquetan. Esta técnica es efectiva porque aumenta la resistencia individual de los elementos, Sin embargo, se vuelve antieconómica si es que son muchos los elementos de la edificación que se tienen que enchaquetar, debido a su complejidad constructiva.

Se debe tener en cuenta que, en una construcción existente, toda carpintería que este adyacente a vigas o columnas que se enchaquetan debe ser modificada, con un alto costo económico.



a) Encamisado de columnas según FEMA



a) Formas de encamisado con concreto en columnas de daños severos.

Figura 2. 22: Encamisados de columnas con concreto.

Fuente: FEMA y Rio Bueno, 2 008.

Métodos de ejecución de encamisados.

1.- Una primera solución consiste en limpiar la superficie de hormigón, eliminando polvo, suciedad o material susceptible de estar deteriorado, y aplicar una capa continua de adhesivo (generalmente epoxi). Puesto que la operación de hormigonado del refuerzo puede ser larga, conviene utilizar adhesivos con suficiente tiempo de trabajabilidad.

2.- Otra solución interesante consiste en cajeear intermitentemente el pilar original en intervalos de aproximadamente 30 cm, creando entrantes y

salientes que mejoren la transferencia de esfuerzos ver Figura 2.22 (imagen central de “a”).

3.- Para refuerzos de cierta entidad, conviene picar el recubrimiento en las esquinas, descubrir en ellas las armaduras originales, y conectarlas a las nuevas mediante barras dobladas en forma de horquilla, preferiblemente soldadas a ambas. En este caso, el refuerzo conviene completarlo ejecutando un zunchado helicoidal de paso reducido (10 cm) que conecte las armaduras originales de las esquinas con las centrales de refuerzo e incremente el efecto confinante. Figura 2.22 (Picado de esquinas y sunchados).

4.- Finalmente, en casos de gran deterioro del hormigón original, lo más adecuado es picar completamente el recubrimiento del pilar inicial, descubriendo sus armaduras y conectándolas a las nuevas mediante horquillas soldadas. Al igual que en el caso anterior, el refuerzo debe completarse con un zunchado de paso reducido (10 cm o menos).

2.6.4.2.2. REFUERZOS DE VIGAS A FLEXIÓN MEDIANTE RECRECIDO CON HORMIGÓN ARMADO.

Un método muy eficaz para el refuerzo a flexión consiste en recrecer la viga original mediante una sección adicional de hormigón convenientemente armado. En general el refuerzo se efectúa recreciendo inferiormente la viga original en función de la armadura adicional que se

disponga, ello permite incrementar considerablemente la capacidad frente a flexión positiva. Además, si el recrecido se prolonga hasta los apoyos, se incremente también la capacidad frente a flexión negativa al aumentar el brazo mecánico de la armadura superior originalmente existente.

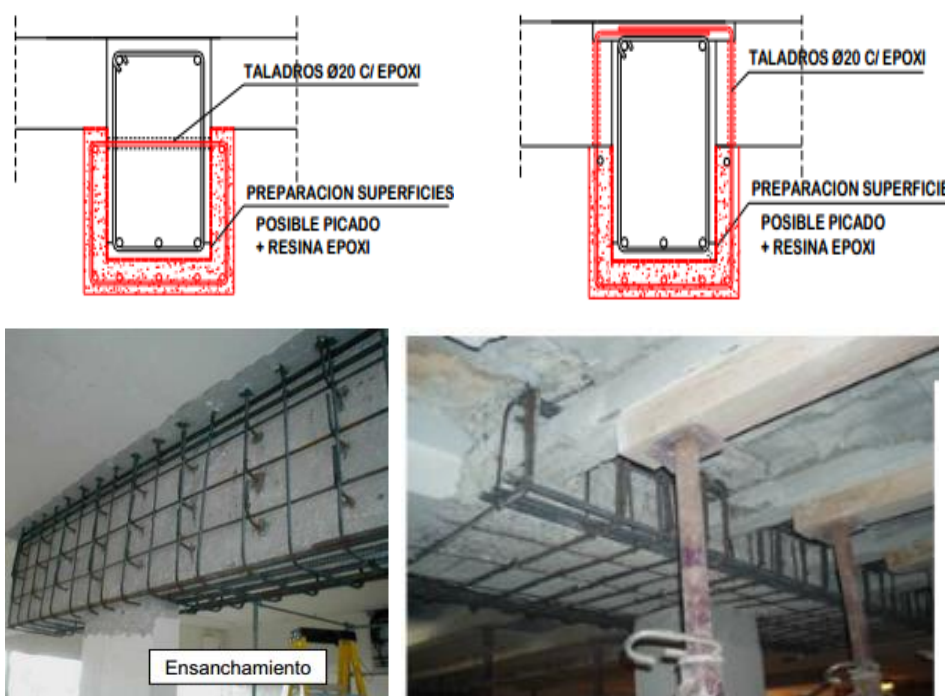


Figura 2. 23: Detalle típico de Incremento de peralte en vigas.

Fuente: Rio Bueno, 2 008.

El refuerzo mediante recrecido inferior es más efectivo en vigas de canto, ya que entonces es posible envolver la sección original tanto por la base como por los laterales, creando una camisa de hormigón, en la que se aloja una armadura adicional longitudinal y transversal. De este modo, dependiendo de la proporción de "cuelgue", es posible no sólo incrementar la capacidad flectora sino también la resistencia a cortante.

En la Figura 2.23 se muestran diversas soluciones de refuerzo mediante recrecido con hormigón armado.

El refuerzo a flexión recreciendo inferiormente la viga original, se realiza una conexión directa de las armaduras longitudinales original y de refuerzo, con estribos convenientemente trabajadas para unirse al concreto existente y el refuerzo longitudinal agregado (Río Bueno, 2 008).

Colocación de muros de corte en los pórticos.

Se pueden rellenar los pórticos con muros de concreto para dar una mayor rigidez lateral a la estructura (Shunsuke, 1 981). Deberá tenerse mucho cuidado en las conexiones entre los muros y los pórticos, se puede colocar epóxicos para que haya una mejor unión entre el concreto viejo y el concreto nuevo, otra opción es anclarlos mutuamente con dowell cada determinada distancia, utilizando resina epóxica para fijarlos en los elementos existentes. En algunos casos la colocación de estos muros aumenta desproporcionadamente los esfuerzos en el suelo, por tanto, es necesario reforzar la cimentación. Se deberá seguir algunas recomendaciones para la colocación de estos nuevos muros:

- El nuevo sistema deberá ser simétrico y no deberá introducir torsión en la estructura.
- El paño donde se ha colocado el muro de CA puede tener aberturas mínimas.

- La cimentación existente del paño elegido debe ser tal que se requiera una intervención de refuerzo mínima y conveniente de ejecutar.

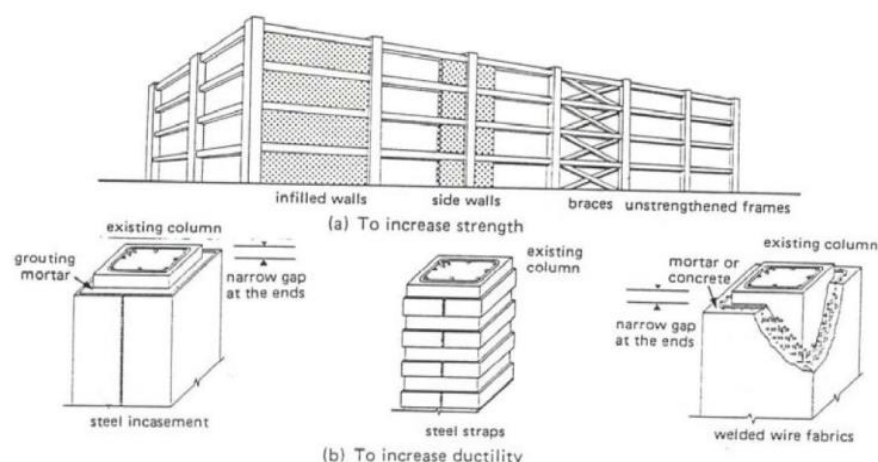


Figura 2. 24: Técnicas típicas de construcción de reforzamiento sísmico.
Fuente: Shunsuke, 1981.

2.6.4.2.3. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REHABILITADOS.

A continuación, se muestra un resumen del estudio de comportamiento sísmico de elementos de concreto reforzado realizado (Shunsuke, 1 981).

El estudio de procedimiento de refuerzo sísmico en Japón empezó después del terremoto años después del terremoto Tokachi-oki. Este trabajo presenta el resultado de varias investigaciones experimentales concernientes a estrategias de reparación. El objetivo del refuerzo sísmico se muestra en la Figura 2.25, donde para diversos procedimientos de refuerzo, se puede optar por un incremento de la

resistencia, un incremento de la ductilidad o una combinación de ambas. Para edificios de baja y mediana altura el incrementar la resistencia es el método más apropiado.

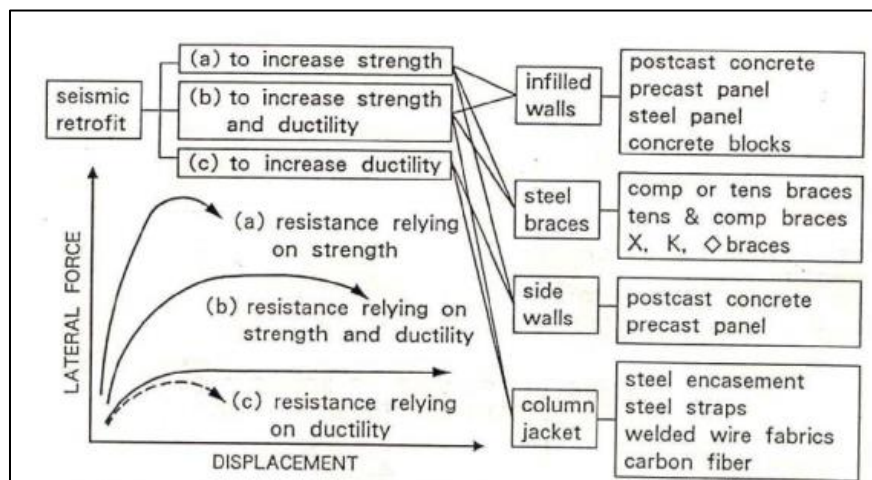
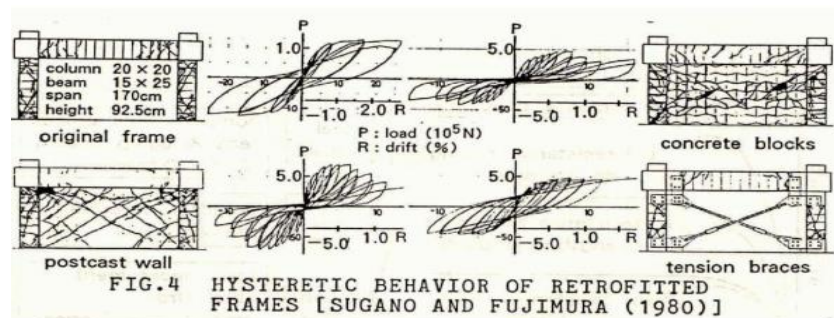


Figura 2. 25: Conceptos y técnicas de reparaciones sísmicas.
Fuente: Shunsuke, 1981.

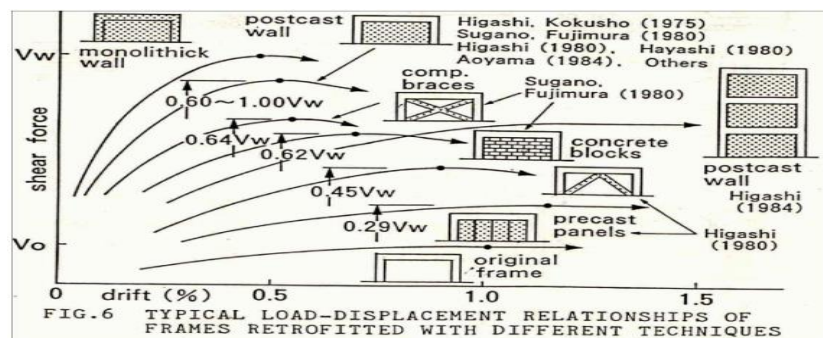
Para incrementar la ductilidad de las columnas el objetivo es incrementar su capacidad al corte. La técnica del enchaquetado de las columnas se usa para este fin dejando una pequeña junta al inicio y al fin del enchaquetado para evitar el incremento indeseado de la resistencia a flexión.

En la Figura 2.26 se muestra una comparación del comportamiento histórico de un pórtico de concreto armado y el mismo reforzado mediante los métodos de inserción de un muro de concreto armado, muro de bloques de concreto y diagonales de acero. Se puede observar lo siguiente:

- El muro de concreto armado incrementa la resistencia, pero se reduce en un 50% la ductilidad original del pórtico.
- El muro de bloques de concreto y diagonales de acero se comportan de modo similar: ambos alcanzan el 50% de la resistencia y ductilidad original del pórtico, siendo el primero ligeramente más dúctil.
- La diagonal de acero hizo fallar a la columna o sus conexiones.



a) Curva histerética de pórticos reforzados por encamisado.



b) Curva esfuerzo cortante vs desplazamiento de pórticos reforzados.

Figura 2. 26: Comportamiento estructural de elementos reforzados.
Fuente: Shunsuke, 1981.

En la figura 2.26 se muestra el comportamiento de diferentes técnicas de reforzamiento de un pórtico de concreto armado: usando muros de relleno, paneles prefabricados y arriostres. Nótese que un muro post-

construido colocado in-situ alcanza una resistencia a cortante de entre el 60% al 100% del correspondiente a un muro-pórtico monolítico.

En la figura 2.26 se muestran las relaciones cargas – desplazamiento de columnas reforzadas con diferentes técnicas. Las columnas enchaquetadas incrementan considerablemente la ductilidad, las bandas de acero previenen la falla por corte y postergan el aplastamiento del concreto. El enchaquetado íntegramente de acero resulta en una disminución del esfuerzo inicial a pesar de que en estado último se alcanza valores más altos.

La liberación de las columnas de los elementos laterales incrementa la ductilidad reduciendo significativamente su resistencia. Finalmente, los muros laterales vaciados in-situ proveen similar resistencia que una construcción monolítica mientras que los muros laterales prefabricados tienen menos resistencia, pero más ductilidad.

2.7. RECALCE DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

El recalce de una cimentación se presenta generalmente por un aumento en la carga a transmitir, ya sea por aumento del número de plantas del edificio (remonta) o simplemente por una reforma del mismo con cambio de uso, lo que exige el cumplimiento de la normativa actual en cuanto a las acciones (Izquierdo, 2 015).

Las técnicas utilizadas para consolidar una cimentación superficial básicamente corresponden a los siguientes tipos:

1. Recrecido superficial de zapatas aisladas mediante un marco perimetral.
2. Recalce de zapata aislada mediante un marco perimetral-micro pilotes.
3. Recalce de muro o pilastra mediante encepado de micro pilotes.

La opción 1 requiere disponer de cierto margen en la tensión admisible del terreno (generalmente $>2,50 \text{ kg/cm}^2$). En caso contrario, o bien cuando hay un notable aumento de la carga, se recurre a la opción 2.

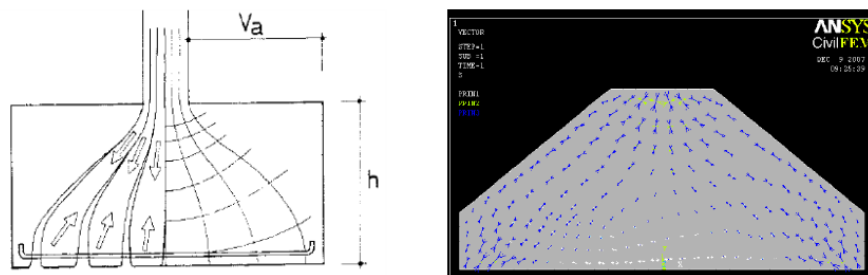


Figura 2. 27: Esquema de bielas-tirantes en zapatas existentes.
Fuente: Izquierdo, 2015.

La propuesta de reforzamiento de las zapatas superficiales según la guía práctica de reforzamiento de la UPC (Universidad Politécnica de Cataluña) la opción 1 consiste en la ejecución de un marco perimetral con puntera, que calza y zuncha el perímetro de la zapata. El cálculo de la tracción que se produce en el plano inferior y presión (empuje) sobre el

marco, se calcula para la totalidad de la carga, en base a la teoría de las bielas de M. Labellé.

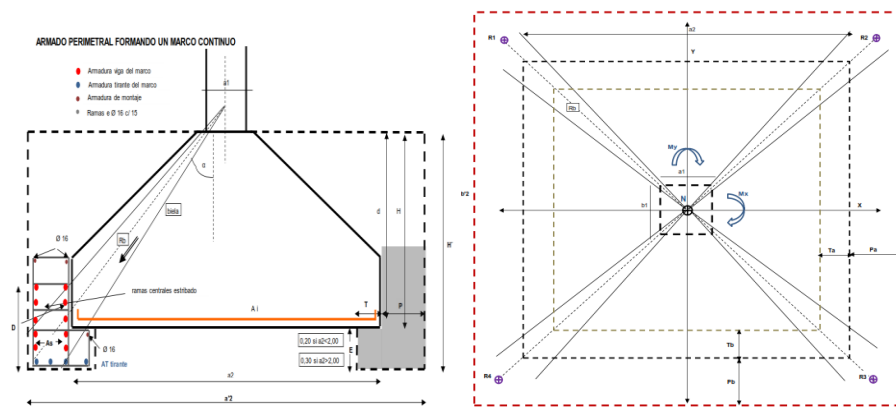


Figura 2. 28: Recalce de zapatas con viga tipo collarín.

Fuente: Izquierdo, 2015.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto Tesis se enfoca en evaluar los pabellones de la ESOB-UNJBG, dicho proyecto se ubica en:

Departamento : Tacna
Provincia : Tacna
Distrito : Cercado de Tacna
Dirección : Calle Miraflores s/n, Los Granados.



Figura 3. 1: Vista satelital de la ubicación del edificio de la E.P. Obstetricia en la UNJBG.

Fuente: Elaboración propia en Google Earth.

3.1.2. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE INVESTIGACIÓN:

En el presente proyecto de investigación, se ha seleccionado estudiar a los pabellones de la ESOB, por ser uno de los primeros en construirse en la UNJBG desde su fundación, siendo la antigüedad lo que amerita ser estudiada y comparada con las nuevas normas E.030-2 016, el incumplimiento del sistema estructural permitido para la categoría del edificio existente.

TABLA N° 3. 1: Cuadro resumen de área techada del edificio ESOB.

Nivel de Entrepiso	Registrado con Ficha N°26605-B	ÁREA REAL(m2)
Primer Nivel	988,74	994,30
Segundo Nivel	988,74	987,10
Tercer Nivel	883,62	996,74
Area Total=		2 978,14

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Además, cabe indicar que el edificio en estudio cuenta con un área de 948,36 m2 divididos en dos bloques, el bloque I (aulas y oficinas) cuenta con 591,43 m2 de área techada y el bloque II (zona SSHH y mojinete) con un área de 356,93 m2 de área techada. Las áreas anteriores no consideran las dos escaleras de acceso.

3.2. METODOLOGÍA DE DIAGNÓSTICO DEL EDIFICIO EXISTENTE

La metodología de diagnóstico del estado actual del edificio sigue los lineamientos de los códigos ACI 364.1R-94 y ATC-21, en los cuales se detallan las etapas de evaluación que permiten un diagnóstico fiable.

De manera sistemática y ordenada, se desarrolló una serie de pasos secuenciales, para llevar a cabo una investigación que permita elaborar un diagnóstico (con sus causas), de modo que sea posible emitir un pronóstico del comportamiento de la estructura bajo las condiciones de servicio esperadas hacia el futuro.

3.2.1. PRIMERA ETAPA: INVESTIGACIÓN PRELIMINAR DEL EDIFICIO

Como parte inicial para diagnosticar el edificio, el ACI 364.1R-94 recomienda iniciar con la investigación preliminar del edificio, en las cuales se debe recopilar toda información del proyecto, desde la etapa de diseño hasta el presente.

Respecto a los planos de la estructura existente:

En nuestra etapa de recopilación de información, solo se encontró la existencia de los planos del edificio, las cuales fueron proporcionados por la INFU-UNJBG. Entre ellos existen inconsistencias en cuanto a la fecha de elaboración de planos. Los planos correspondientes a la primera etapa fueron elaborados por la consultora PROCASA SAC en 1 986. La segunda etapa se realizó en base a planos hechos por la Oficina de Infraestructura Universitaria (INFU) con fecha del año 2 000.

Respecto a los estudios de evaluación existente:

En esta etapa de evaluación se procedió a recopilar información referente a posibles evaluaciones y/o estudios del pabellón de la ESOB en la

Oficina de Proyectos de Inversión (OPRI-UNJBG) y la Oficina de Infraestructura Universitaria.

Una vez culminado la inspección visual se realizó el reporte rápido de inspección en base al código ATC-21. Dándonos el pase con este reporte a evaluar con mayor detalle el edificio, con el uso de exploración al suelo de fundación y concreto existente.

3.2.2. SEGUNDA ETAPA: TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

Los trabajos de campo se realizaron con fines de verificar la concordancia de los planos del proyecto con la estructura existente, verificando sus dimensiones, localización de refuerzo y el uso de los diferentes ambientes que lo conforman con fines de determinar las cargas actuantes en la estructura según la norma E.020 “Cargas” del RNE.

Además, se codificaron todos los daños visibles en los elementos estructurales y de albañilería con el fin de determinar soluciones de reparación.

3.2.2.1. Localizador de barras y recubrimientos.

La detección del acero de refuerzo, el espesor del recubrimiento y la prospección del diámetro de las barras es posible mediante el uso de un localizador de barras, también conocido como Pachómetro (ver Figura 3.2) que es un equipo magnético que puede detectar y medir el recubrimiento hasta unos 15 cm de profundidad.



Figura 3. 2: Uso de equipo detector Wall-Scanner DT-150 Bosch.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En cuanto a la evaluación del acero de refuerzo nos guiamos de La norma NTE E.060 “Concreto Armado” en su acápite 20.2.2 indica lo siguiente “La ubicación y tamaño de las barras de refuerzo, refuerzo electro soldado de alambre o tendones deben determinarse a través de mediciones. Para la ubicación del refuerzo se pueden utilizar los planos disponibles siempre que se realicen verificaciones puntuales para confirmar la información de los planos”. Por lo tanto, el equipo de detección de metales como es el Wall-Scanner DT-150, se usó con fines de verificar la concordancia de los planos de estructura con el edificio existente.

3.2.2.2. Ensayo de Esclerómetro o Martillo Suizo:

El ensayo de esclerómetro se realizó con el fin de evaluar la uniformidad de la resistencia del concreto. El procedimiento seguido es de acuerdo a la norma ASTM C805 (Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete) y la UNE-EN-12504-2 (Ensayo de hormigón en estructura. Parte 2: Ensayos no Destructivos. Determinación del índice de rebote). La cantidad de repeticiones por cada punto ensayado se

determina de acuerdo a la norma ASTM C805. Se hizo el sondeo de 45 puntos en diferentes elementos estructurales con 10 golpes en cada zona.



Figura 3. 3: Ensayo con Esclerómetro en columnas y vigas.

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.3. Ensayo de extracción de núcleos de concreto con equipo diamantado:

La extracción de núcleos de concreto del edificio existente, se realizó siguiendo lo indicado en la norma ASTM C42, en la cual detalla la correcta manipulación del núcleo extraído para obtener resultados más certeros. Además, cabe indicar que se realizaron 9 extracciones de diamantinas.



Figura 3. 4: Extracción de núcleos de concreto con equipo diamantado.

Fuente: Elaboración propia

3.2.2.4. Ensayo de exploración al suelo de fundación:

La exploración del suelo de fundación, se realizó de acuerdo a lo indicado en la norma NTP 339.162 y ASTM D420.



Figura 3. 5: Sondeo del suelo de fundación alrededor de edificio.
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la NTE E.050, corresponde realizar 04 sondeos del suelo, en las cuales se realizaron 02 calicatas de aproximadamente 2,80 metros de profundidad y 02 auscultaciones de Zapatas, en las cuales se realizó el muestreo respectivo para los ensayos de laboratorio: análisis granulométrico, contenido de humedad, peso específico y corte directo.

3.2.3. TERCERA ETAPA: TÉCNICAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

3.2.3.1. Ensayos de rotura a compresión de los núcleos de concreto.

El ensayo de compresión de probetas o núcleos de concreto extraídos con equipo diamantado (ver Figura 3.6), se realizó según la norma ASTM C39, aplicando las correcciones que indica la norma citada.



Figura 3. 6: Capeo de probetas y respectivo ensayo de rotura.
Fuente: Elaboración propia

3.2.3.2. Ensayos de Mecánica de Suelos:

Los ensayos de Mecánica de Suelos se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de la escuela profesional de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, de acuerdo a las normas técnicas siguientes:

Análisis granulométrico	ASTM D-422
Limite Líquido y Plástico	ASTM D-4318-84
Contenido de humedad	ASTM D-2216-92
Densidad de campo del suelo	NTP 339.139
Peso específico de F. gruesas	ASTM D854
Corte directo	ASTM 3080-90



Figura 3. 7: Ensayo de corte directo de las muestras de suelo.
Fuente: Elaboración propia

3.3. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DETALLADA DEL EDIFICIO

Para elaborar la evaluación detallada del Edificio se procedió con lo propuesto por el ASCE/SEI 41-13, ver el Flujograma en FIG.C1-1 “Evaluation Process”.

Para determinar el desempeño y el comportamiento estructural del edificio frente a un sismo severo, se evaluó el edificio de acuerdo a la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” del RNE. Se evalúa tanto el comportamiento sísmico como los esfuerzos inducidos en los diferentes elementos estructurales.

3.3.1. PLAN DE PROCESAMIENTO DE DATOS:

Los datos serán recolectados de forma rápida y eficaz, para procesarlos se empleará mecanismos automáticos como computadores para facilitar su representación y poder realizar un análisis concreto y correcto. Se realizará la tabulación de datos, representación gráfica/estadística, la comparación de la información e interpretación de los resultados.

3.3.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO:

Para el análisis estructural del edificio, se realizó un modelo tridimensional del edificio en el programa ETABS v2 016 (Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones).

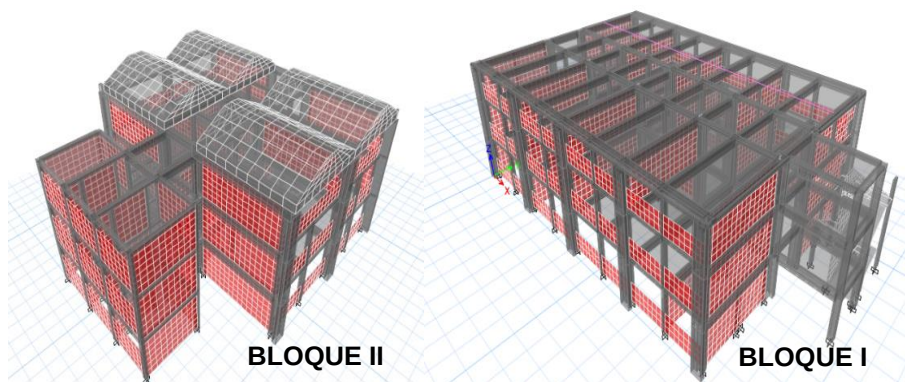


Figura 3. 8: Modelos matemáticos de los bloques existentes de estudio.
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Las cargas utilizadas para determinar el peso de la estructura son determinados de acuerdo a la NTE 0.20 en base al material y uso de ambientes.

Peso propio:

- PP concreto armado : 2 400 kg/m³.
- PP concreto simple : 2 300 kg/m³.
- PP albañilería solida : 1 800 kg/m³.
- Losa aligerada e=20cm : 300 kg/m²
- Tarrajeo y enlucidos : 50 kg/m².
- Contrapiso ($H_{prom}=60mm$) : 140 kg/m²
- Acabado cerámico : 10 kg/m².

Sobre cargas:

- Aulas : 250 kg/m².
- Oficinas : 200 kg/m².
- SSHH : 250 kg/m².
- Auditorios : 400 kg/m².
- Corredores o escaleras : 400 kg/m².
- Azotea : 120 kg/m².

3.3.2.1. Los parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos que se usaron para el análisis sísmico estático y dinámico espectral fueron los que se muestran en la Tabla 3.2.

TABLA N° 3. 2: Parámetros sísmicos del edificio ESOB

N°	PARÁMETROS	FACTOR	DESCRIPCIÓN
1	ZONA SÍSMICA	0,45	Z = 4
2	USO DEL EDIFICIO	1,50	U = A2
3	PERFIL DE SUELO	1,05	S = S2
4	FACTOR DE REDUCCIÓN	3,00	Ro = ALBAÑILERÍA

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Donde el valor de R varía, bloque I R=3, y en el bloque II R=2,70 (Irregularidad en planta).

3.3.2.2. Análisis sísmico estático de fuerzas equivalentes:

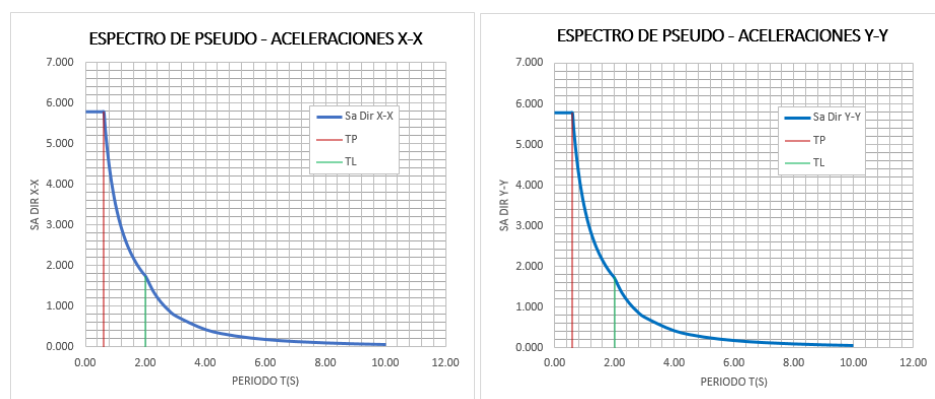
Básicamente el análisis estático se elaboró con el fin de determinar el cortante basal mínima con fines de diseño del edificio. En este caso nos permitirá evaluar los esfuerzos solicitados en los diferentes elementos estructurales. Para dicho análisis se utilizaron los parámetros sísmicos de sitio con el fin de determinar el coeficiente sísmico (Ce).

$$V_b = \frac{ZUCS}{R} P = C_e P$$

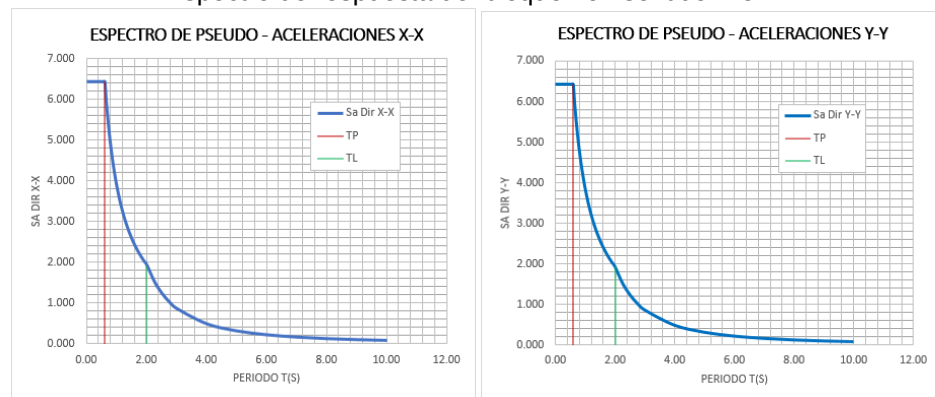
Dónde: Z (zona sísmica), U (uso del edificio), C (coeficiente de amplificación sísmica), S (factor de suelo), R (coeficiente de reducción depende del sistema estructural) y P (peso de la edificación).

3.3.2.3. Análisis sísmico dinámico modal espectral:

Para el análisis sísmico dinámico de la estructura, se elaboró el espectro de respuesta de acuerdo a las normas E.030 vigente. El análisis se realizó con el modelo creado en ETABS v2 016, usando métodos de análisis de combinación cuadrática CQC por superposición modal. Luego se procedió a integrar el espectro de respuesta creado de acuerdo a las características de sitio y de la estructura.



Espectro de respuesta del bloque I en sentido X e Y.



Espectro de respuesta del bloque II en sentido X e Y.

Figura 3. 9: Espectro de respuesta del edificio ESOB.

Fuente: Elaboración propia

3.3.2.4. Evaluación de la estabilidad de los muros de albañilería.

La evaluación de la estabilidad de muros (tabiques), se basa en la comparación del momento actuante debido a cargas perpendiculares al plano del muro, San Bartolomé (1 998) y el momento resistente paralelo al plano del muro. Para dicho cálculo se empleó la metodología propuesta en el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE-070, (MTC; 2006:50).

El momento flector distribuido por unidad de longitud (M, en kg-m/m), producido por la carga sísmica "w", se calculará mediante la siguiente fórmula, (MTC; 2 006: 51).

$$M_a = m\omega a^2 = 0,4C_1 \times P \times a^2$$

Dónde:

m : Coeficiente de momento.

a : Dimensión crítica del paño de albañilería en metros.

ω : La carga por metro cuadrado de muro.

La magnitud de la carga (w, en kg/m²) para un metro cuadrado de muro se calculará mediante la siguiente expresión, (MTC; 2 006:50):

$$\omega = ZU(C_1)\gamma_t$$

Dónde:

Z : Factor de zona sísmica ($Z=0,45$)

U : Factor de categoría de la edificación.

C1 : Coeficiente sísmico. (ver Tabla 3.3.)

t : Espesor bruto del muro en metros.

γ : Peso específico de muros de albañilería (1 800 kg/m³).

El coeficiente sísmico C1 se determina según lo propuesto en la NTE E.030, como se muestra en la Tabla 3.3.

TABLA N° 3. 3: Coeficiente sísmico C1.

Condición	C1
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular su plano.	1,3
- Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	
- Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano)	0,9
- Cercos.	0,6
- Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección.	0,9
- Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano.	0,6

Fuente: Tabla 9 "RNC-E.030" – MTC-2 003.

El coeficiente de momento y la dimensión crítica del paño de albañilería en metros se determina en función del número de bordes arriostrados como se muestra en la Tabla 3.4.

Para determinar el momento resistente a tracción por flexión del muro (M_r) se utilizó la siguiente fórmula (Tarque N. y Col; 2 005:38) según Mosqueira¹³.

$$M_r = 1,703t^2$$

Dónde:

M_r : Momento resistente a tracción por flexión.

t : Espesor bruto del muro en metros.

Finalmente se compara el valor de las ecuaciones anteriores, luego se concluye lo siguiente:

- Si $M_a \leq M_r$, el muro es estable.
- Si $M_a > M_r$, el muro es inestable.

TABLA N° 3. 4: Valores del coeficiente de momentos “m” y dimensión crítica “a”.

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADO								
a = Menor Dimensión								
b/a =	1	1,2	1,6	1,8	2	3	∞	
m =	0,0479	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2 ∞
m =	0,06	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132 0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m =	0,125							
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m =	0,5							

Fuente: Tabla N°12 del RNC NTE-070 de albañilería.2 006.

¹³ Mg. Miguel Ángel Mosqueira moreno. Tesis: “Riesgo Sísmico en las Edificaciones de la Facultad de Ingeniería-UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA”. Trujillo,2 012.

3.3.3. EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN:

Para realizar la evaluación de la cimentación, se seguirá lo recomendado en la normativa internacional ASCE/SEI 41-13, para el cual es necesario seguir los siguientes pasos:

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura 3. 10: Módulo de balasto de Winkler.

Fuente: Tesis de Grado de Morrison, 2 002.

- Realizar auscultaciones de las zapatas existentes, con la finalidad de verificar el estado de daño y dimensiones.
- Establecer capacidad portante del suelo en base a estudios de mecánica de suelos, para este paso se siguió lo estipulado en la norma NTE E.050 del RNE, que establece que se debe realizar 1 calicata cada 250 m2 de suelo.

- realizar el análisis comparativo de presiones con las carga actuantes en la estructura existente con la capacidad portante del suelo.

3.3.3.1. EVALUACIÓN SEGÚN LA NORMA NTE E.050 y NTE E.060.

Según la norma NTE E.050 de cimentaciones del RNE:

- Evaluación de presiones en concordancia con la norma NTE E.060.
- Evaluación de asentamientos diferenciales.

TABLA N° 3. 5: Asentamientos diferenciales permitidos según NTE 0.50.

TABLA N° 3.2.0 DISTORSION ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCION
1/150	Limite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales
1/250	Limite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede se visible
1/300	Limite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas
1/300	Limite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Limite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígido de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Para realizar el diseño de concreto armado de la cimentaciones es necesario evaluar las presiones actuantes en ellas, estas deben ser menores que :

SERVICIO 1: CM+CV Q_{max}=Q_{adm} de EMS.

SERVICIO 2: CM+CV±CS_x Q_{max}=1,30 Q_{adm}

SERVICO 3: CM+ CV±CS_y Q_{max}=1,30 Q_{adm}

Para la evaluación de cimentación se usó el programa SAFE v2 016, en nuestro medio este programa es usado con fines de diseño de cimentaciones, además por tener estrecha relación con el programa SAP2000 y Etabs.

Como parte final de la metodología de evaluación, se procedió a realizar el REPORTE FINAL DE EVALUACIÓN, en la cual se describe el resultado de la evaluación y se declara si es o no necesario reforzar el edificio.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO

4.1. DIAGNÓSTICO DEL EDIFICIO EXISTENTE

De acuerdo al flujograma planteado en la sección de marco metodológico de la investigación, se inició con la recopilación de información.

4.2. PRIMERA ETAPA: INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

Consiste en la recopilación de información, sobre las etapas de construcción del edificio. También incluye el diagnóstico visual del edificio ESOB.

A. Planos de ejecución de estructura existente:

Proporcionados por INFU-UNJBG, consiste en una serie de planos de estructura, arquitectura, instalaciones de interiores.

Respecto a los planos de ejecución se puede concluir:

- El edificio ESOB fue construido en dos etapas. La construcción de la primera etapa del edificio ESOB concluyó en 1 992, y la segunda en el año 2 000.

- El edificio originalmente planteado era de una planta con forma de ELE, de área menor a la que hoy existe. La arquitectura se modificó a cada etapa de construcción.
- De sus etapas de construcción: Originalmente se tenía planteado un edificio de dos niveles con un techo de tipo mojinete, que luego se reemplazó por una losa aligerada de 20cm. Luego de diez años se decide construir un tercer nivel sin realizar una evaluación del edificio existente o ejecutar un reforzamiento de las plantas inferiores para soportar el peso adicional de la nueva planta proyectada.

TABLA N° 4. 1: Lista de planos de la estructura existente.

PROYECTO DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO FAOB				
PLANOS DE CONSTRUCCIÓN				
PLANO		TÍTULO	FECHA	OBSERVACIÓN
A-1	ARQUITECTURA	PRIMER NIVEL	sep-86	
A-2	ARQUITECTURA	SEGUNDO NIVEL	sep-86	
A-3	ARQUITECTURA	CORTES	sep-86	
A-4	ARQUITECTURA	ELEVACIONES	sep-86	
E1-12	ESTRUCTURAS	CIMENTACIÓN	oct-86	Proyecto para construcción de dos pisos
E2-12	ESTRUCTURAS	DETALLES VARIOS	dic-86	Proyecto para construcción de dos pisos
E3-13	ESTRUCTURAS	ALIGERADO TECHO 1er PISO	nov-86	Proyecto para construcción de dos pisos
E4-12	ESTRUCTURAS	ALIGERADO TECHO 1er PISO	oct-86	Proyecto para construcción de dos pisos
E5-12	ESTRUCTURAS	DETALLE DE VIGAS	nov-86	Proyecto para construcción de dos pisos
E6-12	ESTRUCTURAS	DETALLE DE VIGAS	dic-86	Proyecto para construcción de dos pisos
IS-1	INSTALACIONES SANITARIAS	PLANTA GENERAL	dic-86	
IS-2	INSTALACIONES SANITARIAS	PRIMER PISO	dic-86	
IS-3	INSTALACIONES SANITARIAS	SEGUNDO PISO	dic-86	
EI-P-467-7	INSTALACIONES ELECTRICAS	PRIMER PISO	dic-86	
EI-P-467-7	INSTALACIONES ELECTRICAS	SEGUNDO PISO	dic-86	
A-1	ARQUITECTURA	PLANTA TERCER PISO Y SECCIONES	ene-95	
E-1	ESTRUCTURAS	ALIGERADO TERCER PISO	feb-98	
E-2	ESTRUCTURAS	DETALLE DE VIGAS TERCER PISO	feb-98	
E-3	ESTRUCTURAS	DETALLE DE VIGAS TERCER PISO	feb-98	
A-1	ARQUITECTURA	PLANTA TERCER PISO	ene-2000	
A-2	ARQUITECTURA	TERCER PISO: ELEVACIONES Y CORTES	ene-2000	
E-1	ESTRUCTURAS	TERCER PISO: ALIGERADO	ene-2000	
E-2	ESTRUCTURAS	DETALLE ESCALERA POSTERIOR	ene-2000	
E-3	ESTRUCTURAS	TERCER PISO: DETALLE DE VIGAS	ene-2000	
A-1	ARQUITECTURA	TERCER PISO: REPARACIONES	oct-01	Reemplazo de muros portabiqueña de triplay 6mm

Fuente: INFU-UNJBG.

B. Estudios de evaluación existente del edificio ESOB.

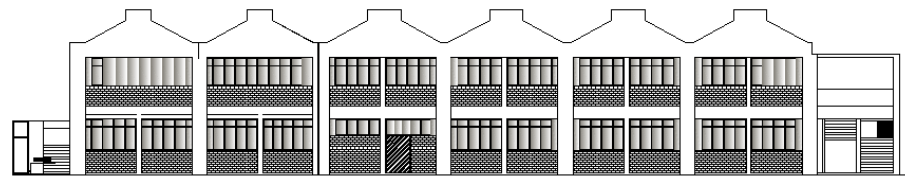
El estudio realizado en el 2 010 por la Ing. María Duarte Lizarzaburu, por solicitud de la Oficina de Proyectos de Inversión (OPRI-UNJBG), es básicamente un estudio de diagnóstico visual del edificio que enumera las características del edificio existente y la información existente sobre su etapa de construcción, no profundiza en el estudio del estado del concreto o su resistencia, o un estudio del estado de su cimentación. Como conclusión dicho estudio solo se limita a recomendar un estudio más detallado del edificio.

4.2.- RESULTADOS SEGUNDA ETAPA: DIAGNÓSTICO VISUAL DE ESTRUCTURA EXISTENTE.

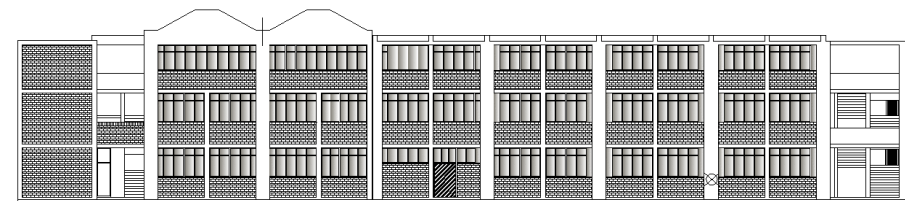
Concordancia entre planos de ejecución y estructura existente.

El edificio ESOB, como se mencionó antes, paso por al menos 03 cambios drásticos en su arquitectura los cuales a la actualidad modificaron su configuración estructural afectando su capacidad de soportar sismos.

La configuración original del edificio ESOB, en el bloque II, no presenta el área de SSHH (ver imagen 4.2-a), la adición de esta área en la nueva planta genera dos irregularidades: irregularidad de diafragma y de esquina entrante.

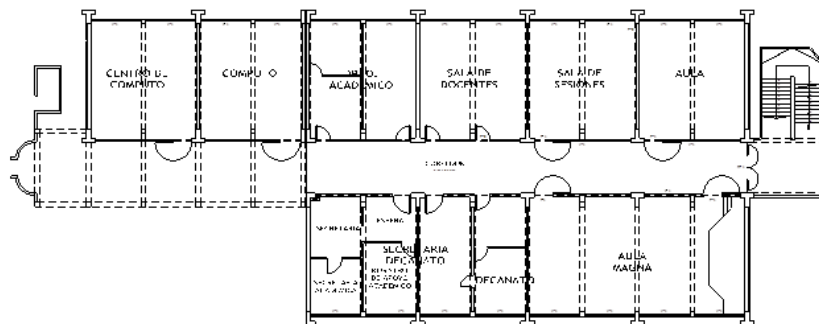


DISEÑO ORIGINAL - EDIFICIO FAOB: VISTA DE ELEVACION

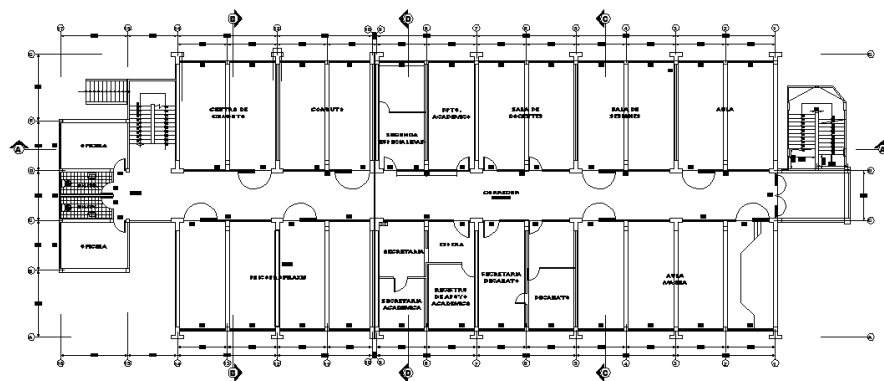


ARQUITECTURA ACTUAL - EDIFICIO FAOB: VISTA DE ELEVACION

Figura 4. 1: Elevación frontal del edificio existente.
Fuente: INFU-UNJBG.



(A) - ARQUITECTURA ORIGINAL – EDIFICIO ESOB: VISTA EN PLANTA



(B) - ARQUITECTURA EXISTENTE – EDIFICIO ESOB: VISTA EN PLANTA

Figura 4. 2: Vista en planta de ambientes encontrados en el edificio existente.

Fuente: INFU-UNJBG.

Respecto al uso y sistema estructural predominante en el edificio.

A lo largo de la vida del edificio las necesidades de estudiantes y administrativos cambiaron, haciendo que por ejemplo ambientes destinados para aulas en el tercer piso se usen hoy como auditorio; en los pisos uno y dos: ambientes proyectados para aulas se usan hoy como oficinas o salas de reunión. El sistema estructural predominante es el de albañilería confinada en ambas direcciones de análisis y en ambos bloques que conforman el edificio ESOB, aunque estas presentan ciertas deficiencias en su construcción, defecto de columna corta.

Diagnóstico del edificio existente:

Del **REPORTE VISUAL RÁPIDA** realizado de acuerdo al ATC-21 se obtiene una puntuación de **0,9 <2,0**, lo que indica que el edificio ESOB **SI** requiere de una evaluación más detallada para de conocer su capacidad de desempeño frente a un sismo severo.

4.2.1. SEGUNDA ETAPA: TRABAJOS DE CAMPO INSPECCIÓN VISUAL DEL EDIFICIO.

4.2.1.1. FALLAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES.

Con la evaluación visual se pudieron distinguir diversos defectos estructurales y no estructurales, provocados por: defectos constructivos,

efectos del sismo de junio del 2 001 y erosión por carbonatación. Los daños encontrados en su mayoría están inadecuadamente resanados con yeso, pintura base, o pintura látex, mientras algunos no presentan el mínimo tratamiento.



Figura 4. 3: Defectos constructivos en azotea del edificio.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La Tabla 4.2, 4.3 y 4.4 muestran la ubicación de las fisuras, rajaduras y daños en la estructura, las cuales tienen diferentes causas, como por ejemplo sobrecargas excesivas, etc.

A continuación, se muestra una lista de los daños y defectos existentes en el tercer nivel del edificio en la Tabla 4.2.

En el caso del segundo nivel, las fisuras encontradas son por errores de construcción (sistema aporticado no independizado del sistema de albañilería confinada), además fisuras en muros de albañilería.

Se presenta una lista de los daños y defectos existentes en el segundo nivel del edificio, ver Tabla 4.3.

TABLA N° 4. 2: Localización de fisuras en el 3er nivel del edificio ESOB.

UBICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE FISURAS, RAJADURAS Y GRIETAS EN 3er NIVEL					
ÍTEM	PISO	UBICACIÓN	CÓDIGO	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN DE DAÑO
1	3	Eje E'	s/c	C-4	Acero de refuerzo sin términos de gancho y al
2	3	Eje F', G', H'	s/c	C-2	Acero de refuerzo sin términos de gancho y al
3	3	Eje I'	s/c	C-1	Acero de refuerzo sin términos de gancho y al
4	3	Eje H' tramo 3-4	CG-1	V-303	Acero de refuerzo sin recubrimiento y en proceso de corrosión.
5	3	Eje I' tramo 3-4	CG-2	V-301	Falta de vibrado del concreto, cangrejeras y refuerzo sin recubrimiento
6	3	Eje I'-2	CG-3	V-302	Acero de refuerzo en viga sin recubrimiento y con proceso de corrosión
7	3	Eje I tramo 2-3	CG-4	V-304	Concreto vaciado en 2 fases, y falta de vibración en concreto con cangrejeras y concreto segregado.
8	3	Eje H tramo 3-4	CG-5	V-305	Estribos a la vista por falta de recubrimiento y en proceso de corrosión
9	3	Tramo G'-H, 4-3	CG-6	Losa	Capa superior de losa fisurada
10	3	Corredor C-C'	s/c	Losa	Fisuras en cieloraso de losa
11	3	Corredor Eje C	s/c	Losa	Fisura en losa dirección de viga U
12	3	Escalera 1 eje 2	s/c	C-6	Fisura en unión viga-columna
13	3	Escalera 1 eje 3	s/c	Losa	Fisuras en losa aligerada
14	3	Escalera 1 eje 3	s/c	Parapeto	Rajadura en unión parapeto columna
15	3	EjeD-2	s/c	C-2	Fisuras en unión viga -columna
16	3	Corredor eje E-E'	s/c	Junta sísmica	Desprendimiento de enlucido de junta sísmica
17	2	C. comp eje C'-2'	s/c	Muro albañilería	Desprendimiento de muro -columna

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 4. 3: Localización de fisuras en el 2do nivel del edificio ESOB.

UBICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE FISURAS, RAJADURAS Y GRIETAS EN 2do NIVEL					
ÍTEM	PISO	UBICACIÓN	CÓDIGO	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN DE DAÑO
18	2	Eje2' escalera	s/c	C-4	Rajadura en base de columna
19	2	Eje E' tramo 3-4	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
20	2	Eje3 tramo E'-F'	s/c	Viga diagonal	Desprendimiento de viga diagonal
21	2	Eje E' tramo 3-4	s/c	Muro albañilería	Fisura en bordes de muros -columna-vigas
22	2	Director de Esc. eje 3	s/c	Muro albañilería	Fisuras en unión murobajo con muro esbelto
23	2	Aula magna eje 4 G'-	s/c	Muro albañilería	Fisura unión muro columna
24	2	Aula Magna eje G' 3-4	s/c	Muro albañilería	Falla cisalle en H=80cm
25	2	Aula 4to eje I-2'	s/c	Muro albañilería	Desprendimiento de muro -columna
26	2	Aula 2do eje 2' H-H'	s/c	Muro albañilería	Deterioro de muros de albañilería
27	2	Aula 2do eje H -1'	s/c	C-5	Fisura menos de 0.2mm en unión viga-columna
28	2	Aula 2do eje G' 1-2	s/c	Muro albañilería	Falla cisalle en H=180cm
29	2	Sala de	s/c	Muro albañilería	Falla por tracción diagonal
30	2	Dpto académico	s/c	Losa aligerada	Fisura tipo cuarteado en cieloraso
31	2	Eje 3 tramo E'-F	CG-7	Muro albañilería	Grieta en parte sup. de muro de albañilería
32	2	EjeF - eje2	CG-8	Muro albañilería	Falla por compresión de muro
33	2	Eje G-3	CG-9	Muro albañilería	Falla por compresión de muro
34	2	EjeH-2	CG-10	Muro albañilería	Falla por compresión de muro
35	2	Eje3 tramo H-H'	CG-11	Muro albañilería	Falla por tracción diagonal y compresión
36	2	Eje 2 -I	CG-12	Muro albañilería	Falla por compresión de muro
37	2	Eje3 -I	CG-13	Muro albañilería	Falla por compresión de muro

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 4. 4: Localización de fisuras en el 1er nivel del edificio ESOB.

UBICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE FISURAS, RAJADURAS Y GRIETAS EN 1er NIVEL					
ÍTEM	PISO	UBICACIÓN	CÓDIGO	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN DE DAÑO
38	1	Eje D-4	s/c	Zapata	Cangrejeras en base de la columna con zapata y fisura en base de columna
39	1	Eje E'-4	s/c	zapata-C-3	Grietas en base de columnas, y mal colocado de concreto
40	1	SSHH eje AyB 3-4	s/c	C_2	Deterioro de concreto y rajadura en todo su desarrollo
41	1	SSHH eje A 1-2	s/c	C_2	Rajaduras del concreto en base de la columna y acero oxidado
42	1	Eje D-1	s/c	C-2	Fisuras en aletas de la columna(base).
43	1	Eje E-1	s/c	C-3	Fisuras en base de columna h=60cm
44	1	Eje H-1	s/c	C-5	Grietas en base de columnas
45	1	Eje I-1	s/c	C-5	Degradación de concreto en columna
46	1	Eje G'-1	s/c	C-2	Degradación de concreto en columna con rajaduras de 2mm
47	1	Eje 1 tramo G'-H'	s/c	Muro albañilería	Descomposición de unidades de albañilería
48	1	Eje 1 tramo F'-G'	s/c	Muro albañilería	Descomposición de unidades de albañilería
49	1	EjeF'-1	s/c	C-2	Degradación de concreto en columna y fisuras de
50	1	Eje F-1	s/c	C-5	Desprendimiento de capas de pintura por presencia de humedad
51	1	Tramo E'-F'	s/c	Muro albañilería	Descomposición de unidades de albañilería
52	1	Escalera 1	s/c	C-15x50	Fisuras horizontales de 0.2mm
53	1	Lab. anatomía eje I	s/c	Muro albañilería	Fisura en bordes de muros -columna-vigas
54	1	Lab. anatomía eje H'-	s/c	C-2	Fisuras en contrazocalo y base de columna
55	1	Lab. anatomía eje H-4	s/c	C-5	Fisuras en base de columna y contrazocalo
56	1	Lab. anatomía eje F'	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
57	1	Lab. aprend. hum II	s/c	Muro albañilería	Fisuras en unión muro-muro
58	1	Lab apren hum II eje	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
59	1	Biblioteca eje C	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
60	1	Biblioteca eje E'	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
61	1	Lab apren hum I eje	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
62	1	Lab histol y embrio.	s/c	Muro albañilería	Fisuras en borde de muro-columna y viga
63	1	Eje2' escalera	s/c	C-4	Rajadura en base de columna

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Las Figuras 4.4 y Figura 4.5 son evidencias que la estructura se está deteriorando, en estas condiciones el acero de refuerzo está en altos grados de corrosión o degradación, por lo tanto, se debe evaluar

estructuralmente el edificio en estudio para determinar la respuesta sísmica.



Figura 4. 4: Fisuras en muros de albañilería del 2do Nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.



Figura 4. 5: Daños en columnas del 1er nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.2.3.- CONCLUSIÓN DE INSPECCIÓN VISUAL

La infraestructura del edificio ESOB, bloque I y bloque II, presenta serios daños estructurales y no estructurales a lo largo de toda la estructura no reparados hasta la fecha.

Los daños observados llevan a concluir que debe realizarse un estudio más detallado de las características de los materiales, muestreo de diamantina de concreto de elementos estructurales tanto de la estructura como de la subestructura, estado de la zapatas y exploración de la capacidad portante de suelo, con los cuales elaborar la evaluación sísmica del edificio para hacer el reporte sobre la necesidad de reforzamientos o simples reparaciones.

4.2.2. TERCERA ETAPA: ENSAYOS DE LABORATORIO

4.2.2.1. Escaneo de acero de refuerzo:

El ensayo se realizó con el fin de verificar la concordancia de los planos de estructuras que nos proporcionó la INFU-UNJBG, además de ver el recubrimiento del acero de refuerzo.

Los recubrimientos encontrados en columnas del edificio cumplen con lo estipulado en los planos estructurales existentes. Con respecto a vigas, en el tercer nivel se verificó que estas carecen de recubrimiento.

4.2.2.2. Esclerómetro:

Los puntos de ensayos en la estructura para determinar la capacidad de resistencia a compresión, fueron aleatorias, obteniéndose los siguientes resultados, las cuales se muestran en los Anexos, y se analiza en la Figura 4.6. cabe indicar que la línea roja representa la resistencia de diseño $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

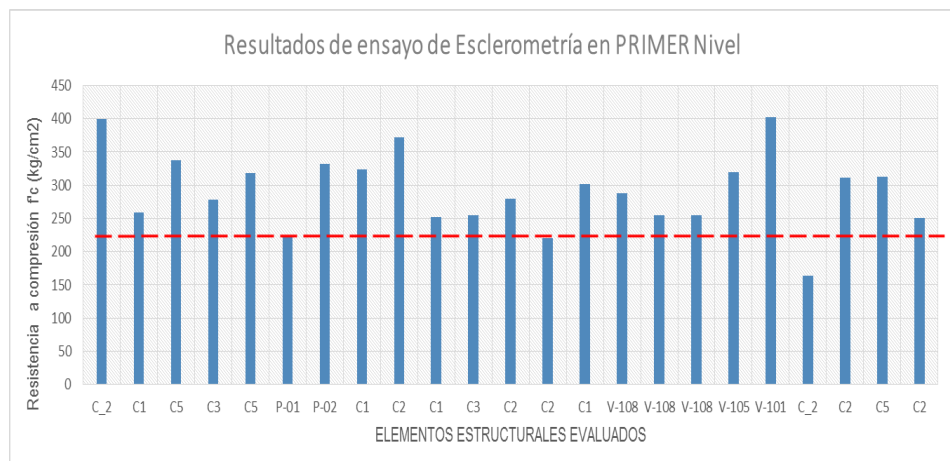


Figura 4. 6: Resultado de ensayo de esclerómetro del primer nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

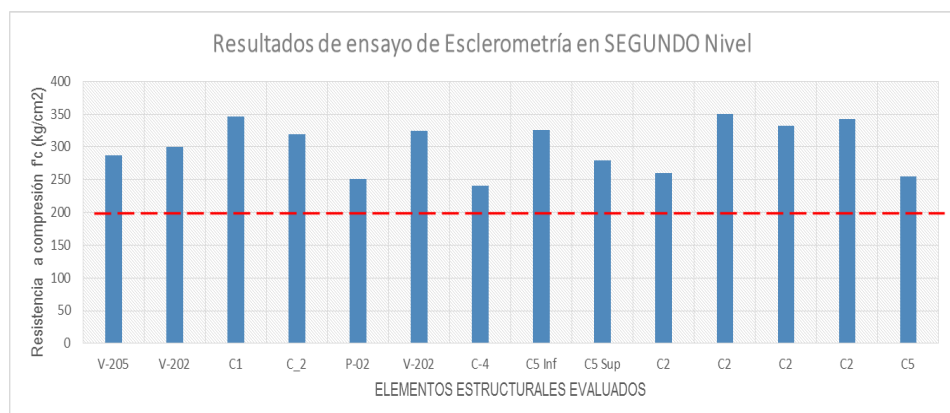


Figura 4. 7: Resultado de ensayo de esclerómetro del segundo nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

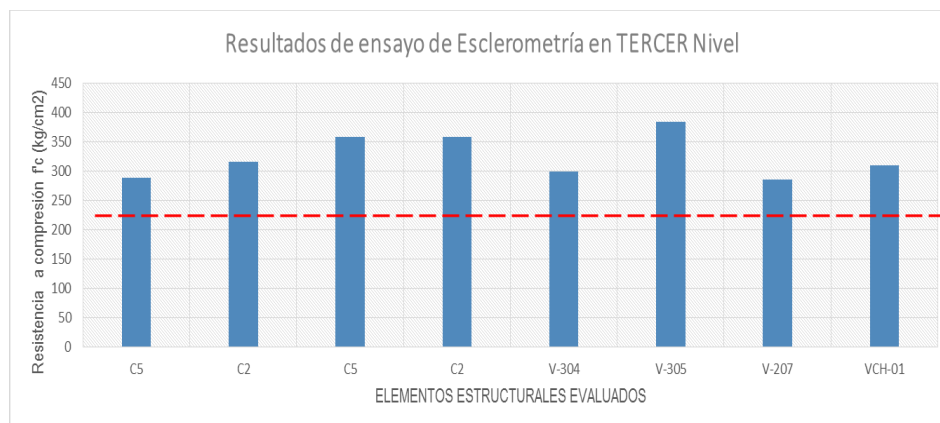


Figura 4. 8: Resultado de ensayo de esclerómetro del tercer nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De los resultados anteriores, se puede observar que en la Figura 4.6 la columna C_2 (ubicado en SSHH) obtiene una resistencia inferior al del diseño, esto se debe al deterioro del concreto, que presenta amplias fisuras y un avanzado proceso de carbonatación.

4.2.2.3. Rotura de núcleos de concreto extraídos

Para conocer con cierta exactitud la resistencia del concreto, se extrajeron núcleos de concreto. De la rotura de las muestras se tienen los resultados mostrados en la Figura 4.9.

El ensayo debe hacerse siguiendo los lineamientos de la norma ASTM C39, de este modo se aplicó la corrección correspondiente por la relación L/D. Comentario: evaluando los factores de corrección aplicados para obtener la resistencia corregida en la memoria de resultados proporcionada por el laboratorio de Suelos Concreto y Pavimento de la UPT, dicho factor utilizado no concuerda con lo dictado por la norma

ASTM C39, para una relación L/D =2,00 se debe aplicar un Factor=1,00 diferente a 0,98 como se muestra en el Anexo-Certificados de ensayos al concreto. La Figura 4.9 muestra los resultados del ensayo de compresión de probetas. Nótese que el elemento C-1 presenta una resistencia menor a 210 kg/cm² (calculado inadecuadamente con un factor de 0,98), si aplicáramos una corrección de acuerdo a la norma ASTM C39 (factor de 1,00) la resistencia la columna C-1 del Tercer Nivel sería de 211,19 kg/cm², superando la resistencia de diseño de los planos estructurales.

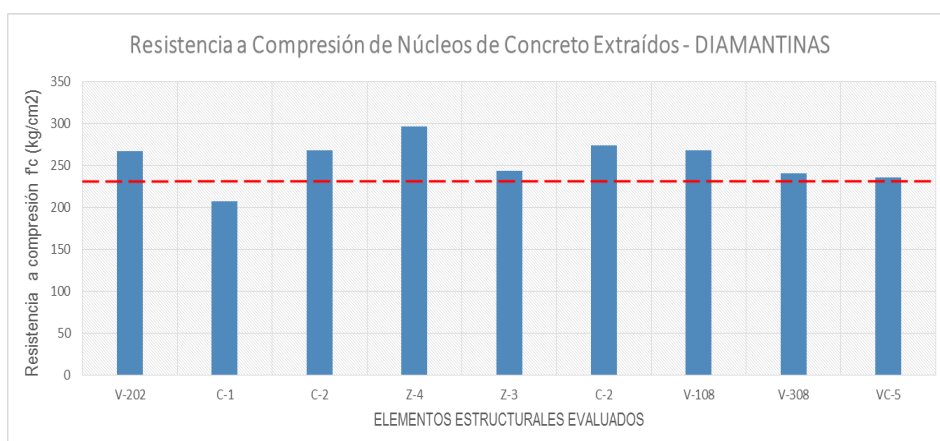


Figura 4. 9: Resultados de ensayo de compresión de núcleos de concreto.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.2.2.4. Ensayos de Mecánica de suelos.

Ensayos IN-SITU.

El resultado de las densidades de campo (ver Tabla 4.5), varían hasta en un 0,1 gr/cm³, pero todos están por encima de los 2 gr/cm³, siendo un suelo rígido con esta propiedad. La calicata N°01 es un suelo arenoso

con presencia de limos, y poca presencia de Bolonerías, el suelo de la Calicata N°02 es característico de un suelo tipo GP, con presencia densificado de Bolonerías de hasta 10", finalmente la calicata N°03 correspondiente a la auscultación de Zapata presenta un suelo de relleno pues su granulometría es más fina respecto al resto de muestras.

Ensayos en laboratorio de mecánica de suelos.

El suelo donde se cimienta el edificio ESOB es un suelo tipo GP, grava mal graduada, y presenta una densidad y peso específico promedio de 2,155gr/cm³ y 2,65gr/cm³ respectivamente.

TABLA N° 4. 5: Resultado de ensayos de mecánica de suelos.

CALICATA	CONTENÍDO DE HUMEDAD %	CLASIFICACIÓN SUCS	ÍNDICE			DENSIDAD gr/cm ³	P. ESPECÍFICO gr/cm ³
			L.L.	L.P.	I.P.		
CALICATA N°01	2,92	GP	N P	N P	N P	2,16	2,68
CALICATA N°02	0,86	GP	N P	N P	N P	2,20	2,61
CALICATA N°03	1,68	GP	N P	N P	N P	2,17	2,69

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Ensayo de corte directo.

Para conocer la capacidad portante del suelo se realizó el ensayo de corte directo, ver certificados en Anexos. Del ensayo se obtuvo un ángulo de fricción promedio de 27° y una cohesión promedio de $c=0,11$. El valor del ángulo de fricción encontrado es un tanto menor al valor característico para suelos de clasificación GP.

4.3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DETALLADO DEL EDIFICIO:

4.3.1. METRADO DE CARGAS:

En la Tabla 4.6 se muestra el peso total del edificio, en conjunto pesa 2842,09 t. Existen dos bloques independientes separados entre sí por una junta de 5 cm. El análisis sísmico debe ser realizado independientemente para cada bloque considerando la separación existente entre ambos bloques.

TABLA N° 4. 6: Estimación del peso de la estructura.

EVALUACIÓN DE EDIFICIO EXISTENTE			
METRADO DE CARGAS : EDIFICIO FAOB - BLOQUE I			
NIVEL	C. MUERTA	C. VIVA	PESO
PRIMER NIVEL	473,25	190,06	663,31
SEGUNDO NIVEL	449,51	189,54	639,05
TERCER NIVEL	297,14	118,17	415,31
PESO TOTAL DEL EDIFICIO :			1 717,67
EVALUACIÓN DE EDIFICIO EXISTENTE			
METRADO DE CARGAS : EDIFICIO FAOB - BLOQUE II			
NIVEL	C. MUERTA	C. VIVA	PESO
PRIMER NIVEL	271,23	113,32	384,55
SEGUNDO NIVEL	287,29	113,31	400,60
TERCER NIVEL	288,02	51,25	339,27
PESO TOTAL DEL EDIFICIO :			1 124,42

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.3.2. RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL

Del modelo tridimensional desarrollado en ETABS, considerando 3 grados de libertad por nivel de entepiso, se obtienen los siguientes periodos de vibración: El primer modo de vibración para el bloque I y bloque II es respectivamente de 0,43 y 0,30, predominante en dirección

X, esto implica que ambos edificios son flexibles en la misma dirección y ello conlleva cierto peligro de contacto durante un evento sísmico severo pues los separa una junta sísmica de 5 cm. El periodo de vibración en la dirección Y en ambos bloques no es mayor a 0,24 s (ver Figura 4.7).

Respecto a la excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez del bloque I, para cada eje ortogonal se obtienen excentricidades de $X=6,38\text{m}$ y $Y=1,53\text{m}$ (ver Figura 4.8), esto se debe al acoplamiento de la escalera 01 (principal) a la estructura. En un evento sísmico existirán momentos torsores importantes, lo que podría implicar una falla por torsión general de planta.

TABLA N° 4. 7: Periodos de vibración del edificio.

MODOS	BLOQUE I			BLOQUE II		
	PERIODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA CIRCULAR (rad/s)	PERIODO (s)	FRECUENCIA (Hz)	FRECUENCIA CIRCULAR (rad/s)
1	0,44	2,28	14,32	0,30	3,29	20,68
2	0,19	5,32	33,41	0,25	4,07	25,55
3	0,18	5,55	34,84	0,20	4,96	31,13
4	0,16	6,26	39,36	0,09	10,81	67,89
5	0,14	7,08	44,45	0,08	12,26	77,00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 4. 8: Centro de masa y centro de rigidez del bloque I.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Nivel de	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricidad	
Piso		t-s2/m	t-s2/m	m	m	m	m	m	m	X (m)	Y (m)
Nivel 1	D1	61,11	61,11	15,20	10,23	15,20	10,23	21,58	11,39	6,39	1,16
Nivel 2	D2	67,91	67,91	15,08	10,15	15,08	10,15	19,05	11,68	3,98	1,53
Nivel 3	D3	44,68	44,68	14,98	10,20	14,98	10,20	17,27	11,34	2,29	1,15

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En el Bloque II, los centros de masa se alejan como máximo 2,38m en sentido X-X y 1,33 en el sentido Y-Y, generando mayores esfuerzos por torsión y por ende incrementa esfuerzos en cada elemento estructural.

TABLA N° 4. 9: Centro de masa y centro de rigidez del bloque II.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Nivel de Piso	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricidad	
		(t-s2/m)	(t-s2/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	X (m)	Y (m)
Nivel 1	D1	34,99	34,99	12,98	10,32	12,98	10,32	10,59	11,54	-2,39	1,22
Nivel 2	D2	33,51	33,51	13,07	10,28	13,07	10,28	11,87	11,56	-1,20	1,29
Nivel 3	D3	11,85	11,85	10,58	10,09	10,58	10,09	12,52	11,42	1,94	1,33

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Ambos bloques de estudio presentan excentricidades excesivos, siendo vulnerables a efectos de torsión general de planta.

4.3.3. RESULTADOS DE CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO vs. DINÁMICO.

Para evaluar los esfuerzos actuantes en los elementos estructurales, se procede a comparar el cortante basal dinámico y C. B estático para verificar que el análisis dinámico alcance el esfuerzo de corte mínimo de acuerdo a la norma sismo resistente, de no cumplirse tal condición se aplica un factor de corrección para escalar el cortante dinámico.

TABLA N° 4. 10: Comparación de cortante basal del edificio A.S. estático vs A.S. dinámico en X-X.

N°	Edificio	V. Estático (t)	V. Dinámico (t)	Vmínimo (t)	% Alcanzado	Factor de Escala
1	BLOQUE I	1 015,17	893,14	812,14	109,97%	1,00
2	BLOQUE II	886,04	653,96	797,44	82,01%	1,22

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 4. 11: Comparación de cortante basal del edificio A.S. estático vs A.S. dinámico en Y-Y.

N°	Edificio	V. Estático (t)	V. Dinámico (t)	Vmínimo (t)	% Alcanzado	Factor de Escala
1	BLOQUE I	1 126,82	904,35	1 014,14	89,17%	1,12
2	BLOQUE II	886,04	631,47	797,44	79,19%	1,26

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.3.4. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Una forma de verificar la capacidad del edificio es controlando los desplazamientos laterales o derivas de entrepiso, estos se deben limitar a lo establecido por el E.030 – numeral 5.2 (Derivas de entrepiso < 5‰, para sist. est. de albañilería).

TABLA N° 4. 12: Desplazamientos y derivas de entrepiso del bloque I.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS : BLOQUE I						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (m)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0.005
Nivel 3	ESPECTROXMax	0,061260	X	0,006539	0,014700	No Cumple
Nivel 2	ESPECTROXMax	0,041480	X	0,007268	0,016400	No Cumple
Nivel 1	ESPECTROXMax	0,016090	X	0,006120	0,013800	No Cumple
DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS : BLOQUE I						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (m)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0.005
Story3	ESPECTRO Y Max	0,01890	Y	0,00128	0,00390	Cumple
Story2	ESPECTRO Y Max	0,01510	Y	0,00215	0,00640	No Cumple
Story1	ESPECTRO Y Max	0,00760	Y	0,00220	0,00660	No Cumple

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En el bloque I, las mayores derivas son de X=16,4‰ >5‰ y Y=6,6‰ >5‰, se confirma así la excesiva flexibilidad en dirección X que se presumía en los análisis visuales anteriores, en dirección Y-Y se supera el límite por un mínimo margen.

TABLA N° 4. 13: Desplazamientos y derivas de entrepiso del bloque II.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS : BLOQUE II						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (m)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0.005
Story3	ESPECTROXMax	0,04353	X	0,00421	0,01260	No Cumple
Story2	ESPECTROXMax	0,03563	X	0,00556	0,01670	No Cumple
Story1	ESPECTROXMax	0,01624	X	0,00471	0,01410	No Cumple
DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS : BLOQUE II						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (m)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0.005
Story3	ESPECTRO Y Max	0,024950	Y	0,002089	0,006300	No Cumple
Story2	ESPECTRO Y Max	0,018630	Y	0,003239	0,039700	No Cumple
Story1	ESPECTRO Y Max	0,007550	Y	0,002189	0,006600	No Cumple

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En el bloque II, las máximas derivas son de $X=16,7\text{‰} >5\text{‰}$ y $Y=9,7\text{‰} >5\text{‰}$. El edificio es excesivamente flexible en dirección X, en el sentido y presenta una deriva considerable a causa del peso extra del techo de mojinete de concreto armado.

TABLA N° 4. 14: Tiempo de impacto de ambos bloques de estudio.

TIEMPO (s)	BLOQUE I	BLOQUE II	SEPARACIÓN (cm)	OBS.
5	0,018	0,003	-1,490	BIEN
10	0,002	0,004	0,002	BIEN
15	0,008	0,009	0,001	BIEN
20	0,052	0,090	0,039	BIEN
25	0,428	-0,138	-0,566	BIEN
30	-0,345	241,000	0,559	BIEN
35	0,058	-0,132	-0,190	BIEN
45	-6,029	-0,687	5,342	IMPACTO

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La junta sísmica existente es de 5 cm, por lo tanto, se ha realizado un análisis tiempo historia en ambos bloques del edificio ESOB, con el cual se determinó que a 45 s de haber iniciado el movimiento sísmico las estructuras logran impactarse.

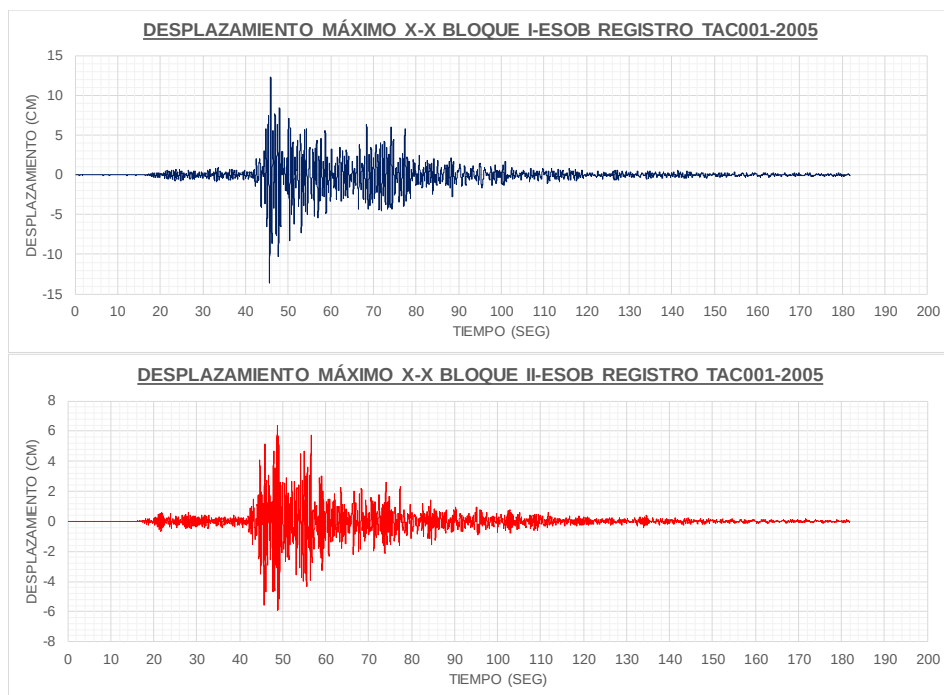


Figura 4. 10: Desplazamiento vs tiempo del edificio ESOB existente.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.3.5. EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE MUROS DE ALBAÑILERÍA EN CASO DE SISMOS

TABLA N° 4. 15: Evaluación de estabilidad de muros de albañilería en el edificio.

ÍTEM	UBICACIÓN	FACTORES					ESFUERZO		OBSERVACIÓN
		C1	m	P (t/m2)	a (m)	t (m)	Ma (t-m)	Mr (t-m)	
1	EJE 1' Tramo E'-F	1,30	0,06	0,24	1,45	0,15	0,26	0,26	Inestable
2	Eje E' tramo 1-2	0,90	0,10	0,24	2,85	0,15	0,69	0,26	Inestable
3	Eje 3 tramo H-H'	0,90	0,10	0,24	2,85	0,15	0,69	0,26	Inestable
4	Eje 3 tramo E'-F	0,90	0,10	0,24	2,85	0,15	0,69	0,26	Inestable
5	Eje 4' tramo H'-H	1,30	0,06	0,24	1,45	0,15	0,26	0,26	Inestable

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De acuerdo a la Tabla N°4.15, de la evaluación de los muros de albañilería estas presentan Inestabilidad en su plano perpendicular en

caso de efecto sísmico, por lo tanto, estas por seguridad de los ocupantes se deben confinar con columnetas y vigas soleras de amarre.

En la Figura 4.11 se muestra los esfuerzos F11 de los muros de albañilería en el eje 1' y 4', y se observan los esfuerzos y deformaciones que se dan en las columnas C-5, lo que generaría el efecto de columna corta por su baja rigidez a comparación con las columnas en T.

Los esfuerzos en esta zona, muestra que los esfuerzos laterales se producen en los bordes o uniones con las columnas, por lo tanto, son las zonas con mayores daños, es por esto que en estas zonas se están presentando fisuras en todo el marco. En cuanto al análisis de estabilidad, este muro es inestable con un valor de $1,015 > 1,000$ por lo tanto, se puede producir volcamiento.

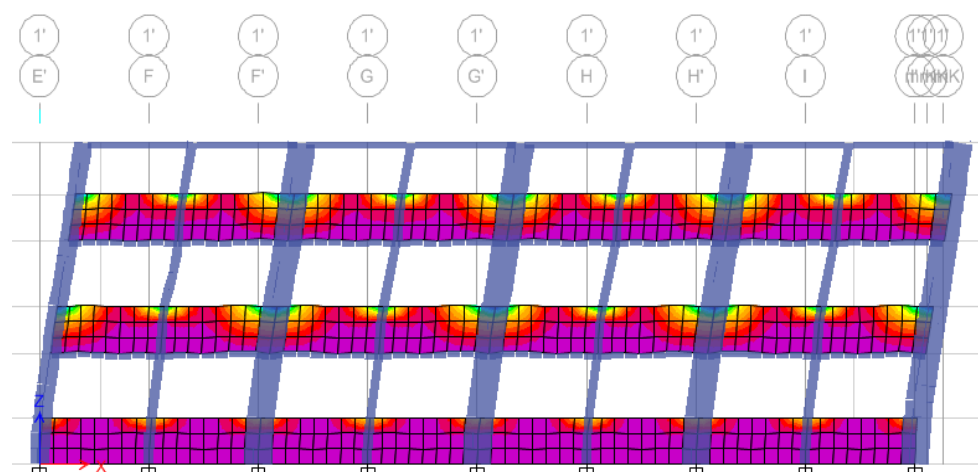


Figura 4. 11: Efectos por sismo dinámico en X-X en los muros de albañilería.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.4. EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO ESOB.

Del estudio de suelos se tienen valores de capacidad portante dispersos, esto se debe a que las muestras se tomaron de calicatas alejadas entre sí. De la excavación de calicatas se observó que la calicata 01 contiene más arena y limos en sus perfiles estratigráficos, mientras que la calicata 2 es grava con bolonerías de hasta 10" siendo un suelo rígido. La calicata 3 hecha para la auscultación y evaluación del cimiento de la estructura. Finalmente se usó el valor medio de las capacidades portantes, obteniendo el $Q_{adm}=2,92 \text{ kg/cm}^2$, de la tabla de Winkler se obtiene un módulo de balasto $K_b=5,85 \text{ kg/cm}^3$, con el cual realizamos la verificaciones de presiones con el software SAFE v2016.

TABLA N° 4. 16: Cálculo de capacidad portante del suelo de fundación del ESOB.

PROPIEDADES DE C-1 - M-1 (CORTE DIRECTO)									
ESFUERZO	ÁNGULO DE FRICCIÓN	C'	Df (m)	q (kg/cm ²)	DENSIDAD (kg/cm ³)	Nc	Nq	Ny	CAPACIDAD PORTANTE
Última	27,49°	0,115	1,50	3 105	2 070	30,40	16,84	12,63	8,37 kg/cm ²
Qadmisible	19,13°	0,115	1,50	3 105	2 070	1 611,00	6,80	3,08	2,88 kg/cm ²
Terzaghi recomienda el FS (mínimo) = 3								FS =	2,91
								Qadm =	2,79 kg/cm ²
PROPIEDADES DE C-1 - M-2 (CORTE DIRECTO)									
ESFUERZO	ÁNGULO DE FRICCIÓN	C'	Df (m)	q (kg/cm ²)	DENSIDAD (kg/cm ³)	Nc	Nq	Ny	CAPACIDAD PORTANTE
Última	27,13°	0,137	1,50	3 240	2 160	29,55	16,15	11,87	8,31 kg/cm ²
Qadmisible	18,86°	0,137	1,50	3 240	2 160	1 641,00	6,61	2,93	2,90 kg/cm ²
Terzaghi recomienda el FS (mínimo) = 3								FS =	2,86
								Qadm =	2,77 kg/cm ²
PROPIEDADES DE C-2 (CORTE DIRECTO)									
ESFUERZO	ÁNGULO DE FRICCIÓN	C'	Df (m)	q (kg/cm ²)	DENSIDAD (kg/cm ³)	Nc	Nq	Ny	CAPACIDAD PORTANTE
Última	28,48°	0,054	1,50	3 165	2 110	32,75	18,73	14,71	9,65 kg/cm ²
Qadmisible	19,88°	0,054	1,50	3 240	2 110	17,53	7,32	3,49	3,20 kg/cm ²
Terzaghi recomienda el FS (mínimo) = 3								FS =	3,02
								Qadm =	3,20 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

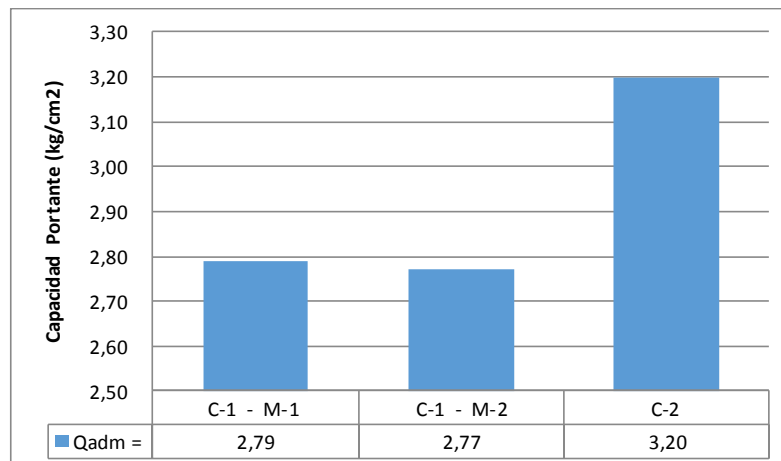


Figura 4. 12: Capacidad portante del suelo de fundación del edificio ESOB.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

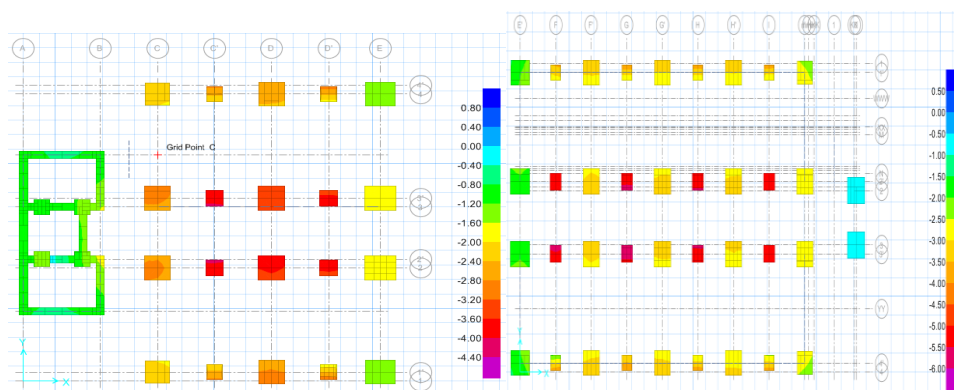


Figura 4. 13: Presiones en el suelo por cargas de servicio del ESOB.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En la Figura 4.13, se observa que los esfuerzos máximos se dan en las Zapatas de 1,00x1,00 donde se apoyan las columnas C-5 y se generan esfuerzos de $Q_{max}=4,626 \text{ kg/cm}^2$. Con cargas de servicio se tiene la siguiente comparación:

$$Q_{adm}=2,92 \text{ kg/cm}^2 < Q_{max} < Q_{ult}=8,78 \text{ kg/cm}^2.$$

TABLA N° 4. 17: Evaluación de presiones actuantes en zapatas del edificio bloque I.

EJE Y	ZAPATA	CARGA	ÁREA	SECCIÓN		ESF. ACTUANTE	Q. ADMISIBLE	ASENTAMIENTO	OBSERVACIÓN
		CM + CV	m2	a (m)	b (m)	kg/cm2	kg/cm2	mm	
E'	Z-04	42,160	3,040	1,600	1,900	1,387	2,930	3,380	CUMPLE
E'	Z-07	50,750	3,220	1,650	1,950	1,577	2,930	3,370	CUMPLE
E'	Z-07	51,310	3,220	1,650	1,950	1,595	2,930	3,370	CUMPLE
E'	Z-04	41,850	3,040	1,600	1,900	1,377	2,930	3,280	CUMPLE
F	Z-02	40,260	1,000	1,000	1,000	4,026	2,930	5,450	NO CUMPLE
F	Z-06	62,510	1,210	1,100	1,100	5,174	2,930	9,190	NO CUMPLE
F	Z-06	64,290	1,210	1,100	1,100	5,313	2,930	9,350	NO CUMPLE
F	Z-02	36,310	1,000	1,000	1,000	3,631	2,930	5,150	NO CUMPLE
F'	Z-03	63,520	2,560	1,600	1,600	2,481	2,930	5,290	CUMPLE
F'	Z-05	79,580	2,720	1,550	1,650	2,927	2,930	5,320	CUMPLE
F'	Z-05	79,740	2,720	1,550	1,650	2,929	2,930	5,350	CUMPLE
F'	Z-03	63,510	3,220	1,650	1,950	1,977	2,930	5,560	CUMPLE
G	Z-02	36,060	1,000	1,000	1,000	3,606	2,930	5,580	NO CUMPLE
G	Z-06	64,160	1,210	1,100	1,100	5,302	2,930	9,500	CUMPLE
G	Z-05	66,390	1,210	1,100	1,100	5,487	2,930	9,630	NO CUMPLE
G	Z-02	42,540	1,000	1,000	1,000	4,264	2,930	6,090	NO CUMPLE
G'	Z-03	63,290	2,560	1,600	1,600	2,472	2,930	5,150	CUMPLE
G'	Z-05	79,580	2,720	1,850	1,650	2,927	2,930	5,290	CUMPLE
G'	Z-05	79,720	2,720	1,650	1,650	2,928	2,930	5,280	CUMPLE
G'	Z-03	63,060	3,220	1,650	1,950	1,977	2,930	5,520	CUMPLE
H	Z-02	36,140	1,000	1,000	1,000	3,614	2,930	5,530	NO CUMPLE
H	Z-06	62,950	1,210	1,100	1,100	5,202	2,930	9,350	NO CUMPLE
H	Z-06	63,340	1,210	1,100	1,100	5,235	2,930	9,190	NO CUMPLE
H	Z-02	36,110	1,000	1,000	1,000	3,611	2,930	5,470	NO CUMPLE
H'	Z-03	63,300	2,560	1,600	1,600	2,473	2,930	5,180	CUMPLE
H'	Z-05	79,540	2,720	1,650	1,650	2,922	2,930	5,320	CUMPLE
H'	Z-05	77,070	2,720	1,650	1,650	2,831	2,930	5,110	CUMPLE
H'	Z-03	59,840	3,220	1,550	1,950	1,860	2,930	5,280	CUMPLE
I	Z-02	35,950	1,000	1,000	1,000	3,595	2,930	5,470	NO CUMPLE
I	Z-05	62,820	1,210	1,100	1,100	5,192	2,930	9,290	NO CUMPLE
I	Z-06	62,820	1,210	1,100	1,100	5,192	2,930	9,140	NO CUMPLE
I	Z-02	35,920	1,000	1,000	1,000	3,592	2,930	5,380	NO CUMPLE
I'	Z-01	44,820	2,250	1,500	1,500	1,992	2,930	4,430	CUMPLE
I'	Z-05	64,750	2,720	1,650	1,650	2,378	2,930	4,560	CUMPLE
I'	Z-05	66,760	2,720	1,650	1,650	2,452	2,930	4,830	CUMPLE
I'	Z-01	44,890	2,250	1,500	1,500	1,995	2,930	4,170	CUMPLE
J	Z-08	15,760	2,890	1,700	1,700	0,545	2,930	1,320	CUMPLE
J	Z-08	18,400	2,290	1,700	1,700	0,637	2,930	1,450	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De la Tabla 4.17, se puede ver que las zapatas Z-2 y Z-6 son en cuales la presión hacia el suelo es mayor, y por ende ocurre el mayor asentamiento, cabe indicar que solo a cargas de servicio 1 (carga muerta + carga viva) las presiones en las zapatas superan las propiedades de suelo, con cargas sísmicas ocurrirá fallas. Con estos resultados obtenidos del SAFE v2016, queda evaluada los cimientos del edificio. La

cimentación existente del edificio ESOB presenta una capacidad deficiente y se requiere incrementar las dimensiones de sus zapatas.

TABLA N° 4. 18: Evaluación de presiones actuantes en zapatas del edificio bloque II.

EJE Y	ZAPATA	CARGA	ÁREA m ²	SECCIÓN		ESF. ACTUANTE kg/cm ²	Q. ADMISIBLE kg/cm ²	ASENTAMIENTO mm	OBSERVACIÓN
		CM + CV		a (m)	b (m)				
E	Z-04	40,350	3,040	1,600	1,900	1,327	2,930	2,510	CUMPLE
E	Z-07	55,990	3,220	1,650	1,950	1,740	2,930	3,190	CUMPLE
E	Z-07	53,350	3,220	1,650	1,950	1,658	2,930	3,090	CUMPLE
E	Z-04	38,400	3,040	1,600	1,900	1,263	2,930	2,400	CUMPLE
D'	Z-02	23,420	1,000	1,000	1,000	2,342	2,930	4,150	CUMPLE
D'	Z-06	43,690	1,210	1,100	1,100	3,611	2,930	6,370	NO CUMPLE
D'	Z-06	43,580	1,210	1,100	1,100	3,602	2,930	6,350	NO CUMPLE
D'	Z-02	23,330	1,000	1,000	1,000	2,333	2,930	4,260	CUMPLE
D	Z-03	69,700	2,560	1,600	1,600	2,723	2,930	4,940	CUMPLE
D	Z-05	96,180	2,720	1,650	1,650	3,533	2,930	6,370	NO CUMPLE
D	Z-05	88,290	2,720	1,650	1,650	3,243	2,930	5,880	NO CUMPLE
D	Z-03	62,210	3,220	1,650	1,950	1,933	2,930	4,460	CUMPLE
C'	Z-02	23,410	1,000	1,000	1,000	2,341	2,930	4,280	CUMPLE
C'	Z-06	46,210	1,210	1,100	1,100	3,819	2,930	6,730	NO CUMPLE
C'	Z-06	46,140	1,210	1,100	1,100	3,813	2,930	6,720	NO CUMPLE
C'	Z-02	23,040	1,000	1,000	1,000	2,304	2,930	4,300	CUMPLE
C	Z-03	45,390	2,560	1,600	1,600	1,773	2,930	3,670	CUMPLE
C	Z-05	73,570	2,720	1,650	1,650	2,702	2,930	4,910	CUMPLE
C	Z-05	74,190	2,720	1,650	1,650	2,725	2,930	4,960	CUMPLE
C	Z-03	46,060	3,220	1,650	1,950	1,432	2,930	3,760	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

4.5. DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO:

El Edificio de la ESOB presenta daños en la estructura de soporte, evidenciándose por la presencia de fisuras, descascaramiento del concreto superficial en columnas, oxidación del acero de refuerzo, etc.

La calidad del concreto en sus elementos estructurales de buen estado visual, superan la resistencia de diseño $f'c=210$ kg/cm².

La vulnerabilidad del Edificio en ambos bloques, es causado por la irregularidad en planta y el acople de las escaleras, generando excentricidades que se traduce en un comportamiento sísmico torsional.

Del análisis sísmico realizado, ante un sismo severo, el edificio alcanza desplazamientos laterales excesivos que producirían daños irreparables y lo harían inhabitable. por lo tanto, el edificio ESOB presenta un comportamiento sísmico deficiente.

Bloques I y II presentan un desplazamiento lateral en dirección X de 0,061 y 0,043 respectivamente, de acuerdo al reglamento esto implica que se requiere una junta de $J_x = 2/3 * (6,1 + 4,3) = 6,93$ cm, valor que es superior a la junta de 5 cm existente entre ambas construcciones. Por tanto, ante un sismo severo, ambos bloques presentan un peligro de impactar mutuamente.

Respecto a la cimentación, las dimensiones de las Zapatas donde se apoyan las columnas C-5 son insuficientes frente a cargas de servicio, se supera así la capacidad portante admisible. Se puede decir que las fallas aun no son notorias porque las demandas aún no superan la capacidad última del suelo, asimismo el cálculo de la presión admisible se determina con un FS de alrededor a 3,0.

CAPÍTULO V

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO

5.1. PRIMERA ALTERNATIVA: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON DISIPADORES TIPO FLUIDO VISCOSO Y SISTEMA CFRP.

5.1.1. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO EXISTENTE SIN DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO.

Para el análisis sísmico de la estructura, se replantea el sistema estructural en el sentido más largo X-X: los tabiques de albañilería se aíslan de los pórticos mediante juntas de 1" con la finalidad de evitar potenciales desplomes de los mismos y se generen efectos de columna corta en las C-5. Otro de los cambios en la estructura, es aislar la escalera del ingreso principal del bloque I, de igual manera la escalera posterior y la batería de SSHH en el bloque II, con tales medidas se logra que la estructura sea regular.

El sentido Y-Y cuenta con buena densidad de muros de albañilería y pórticos paralelos a tal eje: los muros de albañilería se repararán mediante el uso de aditivos epóxicos y se reforzaran con tiras de fibras de carbono, por lo tanto, los muros existentes en el sentido Y-Y continuaran en su lugar, su aporte de rigidez debe permitir limitar la deriva a 5%.

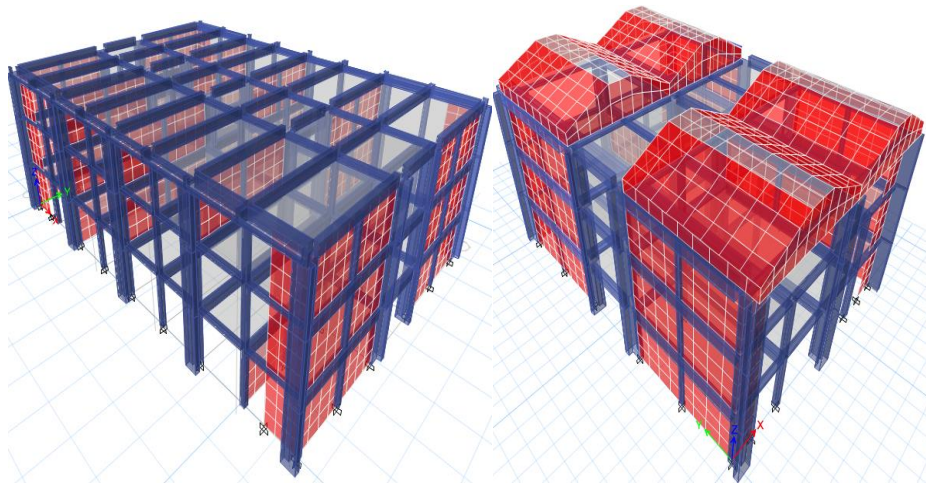


Figura 5. 1: Modelado de los bloques I y II del edificio en ETABS.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

El análisis de la estructura existente, se realizó considerando las secciones agrietadas, tanto en vigas como en columnas. Recomendado por el ASCE/SEI 7-10.

$$VIGAS = 0,35xI_g \quad y \quad COLUMNAS = 0,70xI_g.$$

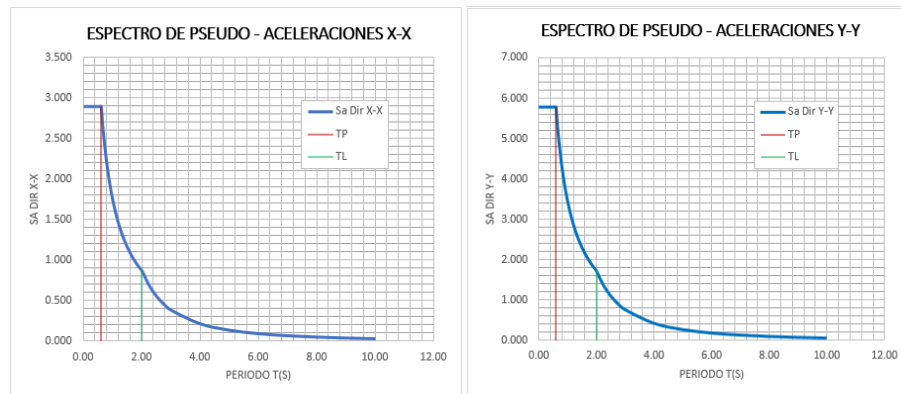
5.1.1.1. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL DEL EDIFICIO.

Se evalúa la alternativa planteado en la Figura 5.1 del sistema porticado en ambos sentidos. La siguiente tabla muestra los nuevos parámetros sísmicos del edificio restructurado, sufriendo cambios en el sistema estructural con el cual elaboramos el nuevo espectro de respuesta para ambos bloques, y procedemos con el análisis sísmico de acuerdo a la norma E.030-2 016.

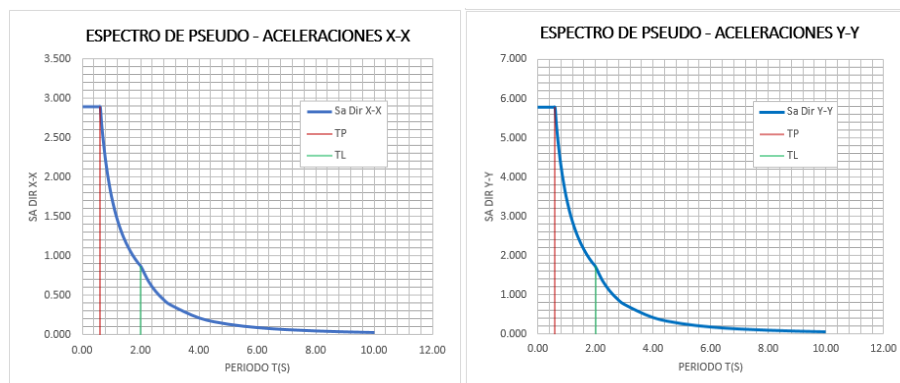
TABLA N° 5. 1: Parámetros sísmicos del edificio ESOB.

PARÁMETROS SÍSMICOS		
ZONA SÍSMICA	Z4	0,45g
CATEGORÍA	A2	1,50
PERFIL DE SUELO	S2	1,05
BLOQUE I		
FACTOR DE REDUCCIÓN Rx	Aporticado Irregular	$0,75 \cdot R_x = 6$
FACTOR DE REDUCCIÓN Ry	Albañilería Regular	$R_y = 3$
BLOQUE II		
FACTOR DE REDUCCIÓN Rx	Aporticado Irregular	$0,75 \cdot R_x = 6$
FACTOR DE REDUCCIÓN Ry	Albañilería Regular	$R_y = 3$

Fuente: Elaboración propia, 2 017.



Espectro de respuesta para el bloque I en X e Y.



Espectro de respuesta para el bloque II en X e Y.

Figura 5. 2: Espectro de Respuesta para el edificio ESOB sin disipadores.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Del análisis sísmico dinámico de los bloques I y II del edificio se obtienen las siguientes derivas de entrepiso y desplazamientos laterales:

TABLA N° 5. 2: Derivas de entrepiso del bloque I sin disipadores.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN X-X: BLOQUE I						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento Elástico (m)	Dirección	Drift	0,75xRxDrift	Observación <0,007
Nivel 3	ESPECTROXMax	0,04778	X	0,00573	0,0344	No Cumple
Nivel 2	ESPECTROXMax	0,03039	X	0,00571	0,0342	No Cumple
Nivel 1	ESPECTROXMax	0,01045	X	0,00303	0,0182	No Cumple

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN Y-Y: BLOQUE I						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento Elástico (m)	Dirección	Drift	0,75xRxDrift	Observación <0,005
Story3	ESPECTRO Y Max	0,0116	Y	0,00072	0,0016	Cumple
Story2	ESPECTRO Y Max	0,00945	Y	0,00136	0,0031	Cumple
Story1	ESPECTRO Y Max	0,0047	Y	0,00136	0,0031	Cumple

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 3: Derivas de entrepiso del bloque II sin disipadores.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN X-X: BLOQUE II						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento Elástico (m)	Dirección	Drift	0,75xRxDrift	Observación <0,007
Nivel 3	ESPECTROXMax	0,0356	X	0,00303	0,0182	No Cumple
Nivel 2	ESPECTROXMax	0,02638	X	0,00467	0,028	No Cumple
Nivel 1	ESPECTROXMax	0,01006	X	0,00287	0,0172	No Cumple

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN Y-Y: BLOQUE II						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento Elástico (m)	Dirección	Drift	0,75xRxDrift	Observación <0,005
Story3	ESPECTRO Y Max	0,0125	Y	0,00082	0,0018	Cumple
Story2	ESPECTRO Y Max	0,01003	Y	0,00158	0,0036	Cumple
Story1	ESPECTRO Y Max	0,00453	Y	0,0013	0,0029	Cumple

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De las Tablas 5.2 y 5.3 se observa que en ambos bloques se obtienen desplazamientos muy altos en la dirección X, alcanzando derivas de 34,4‰ en el bloque I y 28‰ en el bloque II, estos valores superan el máximo permitido por la norma peruana. El nivel de flexibilidad de la

estructura en el sentido X-X es totalmente excesiva, por ello para controlar los desplazamientos se requiere reforzar con elementos rígidos, pues los dispositivos pueden aportar un cierto grado de amortiguamiento mas no reducir desplazamientos excesivos.

Se opta por reforzar la estructura con elementos de concreto armado y adicionar dispositivos de disipación de energía para cambiar la respuesta sísmica del edificio en sus dos bloques.

El análisis en dirección Y es satisfactorio pues las medidas adoptadas permiten rigidizar lo suficiente la estructura para limitar las derivas a un valor menor a 5%.

5.1.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO HISTORIA DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES:

5.1.1.2.1. SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS:

Para el análisis Tiempo Historia se requiere, como mínimo, de 5 registros sísmicos en cada sentido de análisis según la norma peruana NTE E.030-2 016 en su sección 4.7.1, por esta razón se han seleccionado los siguientes registros sísmicos.

La norma E.030-2 016 en su Artículo 4.7.1 registros de aceleraciones indica lo siguiente: "Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los

cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales. Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido”.

Además, indica también lo siguiente: “Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$ (siendo T el período fundamental), el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.6.2 con $R = 1$ ”.

Para la generación de registros simulados, la NTP E.030 indica que deben considerarse los valores de C , definido en el numeral 2.5 de la Norma E.030, excepto para la zona de períodos muy cortos $T < 0,2 T_p$ en la que se considerará:

$$C = 1 + 7,5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

Considerando esta exigencia de la norma peruana, indicamos que el periodo fundamental del edificio es 0,291seg.

$$0,291\text{seg} > 0,2(0,60) = 0,12 \text{ seg}$$

Por lo cual, el valor del coeficiente de amplificación sísmica se mantiene como $C=2,50$.

El primer paso para escalar los registros, es elaborar el diagrama del espectro de respuesta con $R=1$.

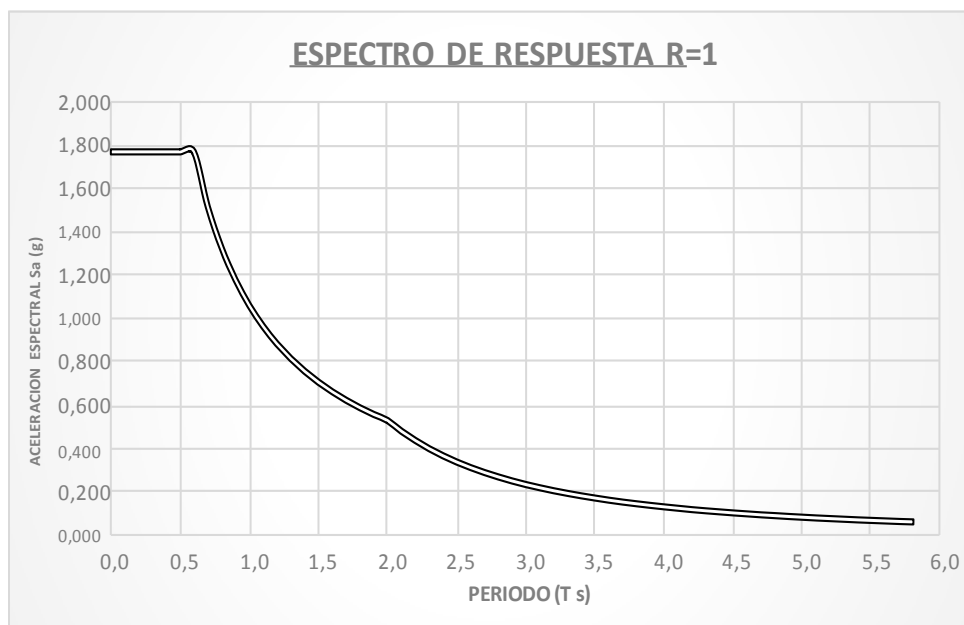


Figura 5. 3: Espectro de respuesta con $R=1$ para escalado de registros sísmicos.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 4: Registros sísmicos usados para la elaboración de la norma E.030-2003.

N°	Estación	Fecha	Componente	Duración (s)	Valores Máximos		
					Aceleración (cm/s ²)	Velocidad (cm/s)	Desplazamiento (cm)
1	LIMA	17/10/1 966	N82W NO8E	66	-180,600	13,200	7,400
					-269,300	-21,600	-16,600
2	LIMA	31/05/1 970	N82W NO8E	45	-104,800	4,700	1,600
					-97,800	7,000	2,600
3	LIMA	03/10/1 974	N82W NO8E	90	-192,500	14,500	6,400
					178,900	10,300	5,300

Fuente: Instituto Geofísico del Perú-IGP

TABLA N° 5. 5: Registros de sismos más representativos ocurridos en el Sur del Perú.

N°	Estación	Fecha	Componente	Ubicación Latitud	Longitud	Duración (s)	Aceleración (cm/s ²)	Magnitud (ML)
4	M04001	23/06/2 001	N-S E-W	-17,186	-70,928	198,91	219,99 -295,15	6,9 ML
5	TAC001	13/06/2 005	N-S E-W	-18,024	-70,249	181,995	-94,18 85,54	7,2 ML
6	ICA002	15/08/2 007	N-S E-W	-14,088	-75,732	218,06	333,66 -277,82	7,0 ML

Fuente: Base de Datos de REDACIS-CISMID-UNI.

5.1.1.2.2. CREACIÓN DE REGISTROS SINTÉTICOS DE ACELEROGRAMAS

Para la simulación de registros sísmicos también denominados registros Sintéticos, los cuales son permitidos por la norma E.030.

El escalamiento de los 6 registros sísmicos utilizados se realiza del modo como se muestra en Figura 5.4, el programa utilizado es ETABS v2 016, además de verificarse la convergencias de los espectros generados por cada registro sísmico.

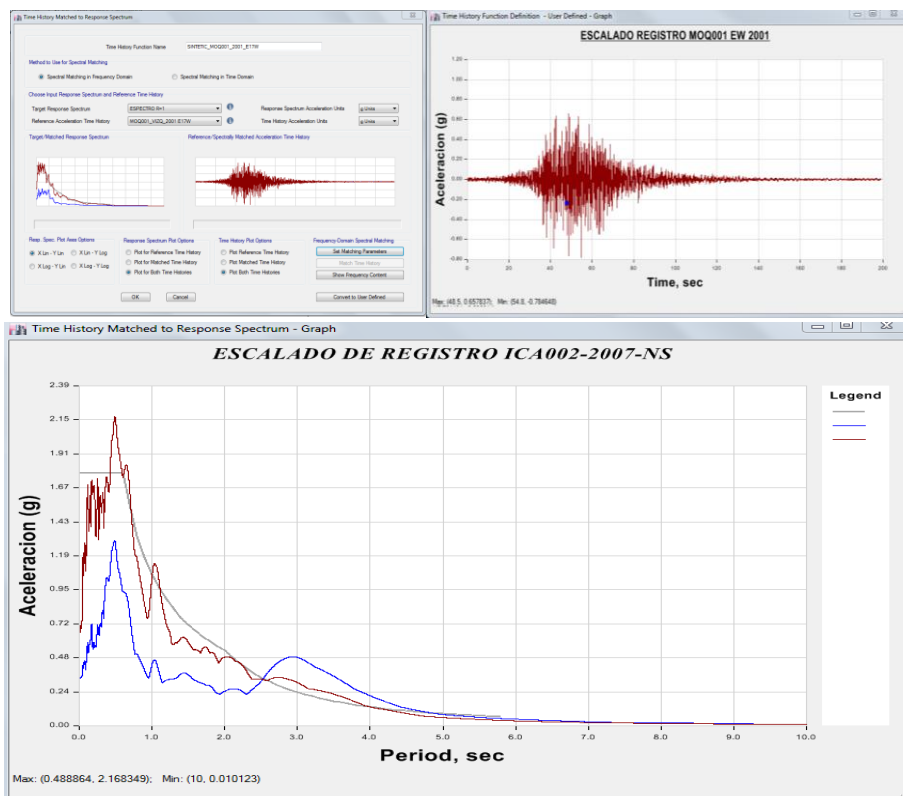


Figura 5. 4: Ajuste del registro sísmico ICA002 NS 2007.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.1.2.3. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES:

Se procede a realizar el Análisis Tiempo Historia (ATH) del edificio con los 6 registros sísmicos escalados. El análisis del edificio se realiza en el software ETABS.

Luego de evaluar la excesiva flexibilidad del edificio en el sentido X-X o (N-S), se aislaron los muros de albañilería y se plantea el siguiente modelo reforzado con placas de concreto.

Se adicionó muros M-01 y M-02 en el bloque I de 1,85m de longitud en los ejes 1 y 4 y muros M-03 y M-04 en el bloque II de 1,35m de longitud, tal como se observa en las imágenes anteriores.

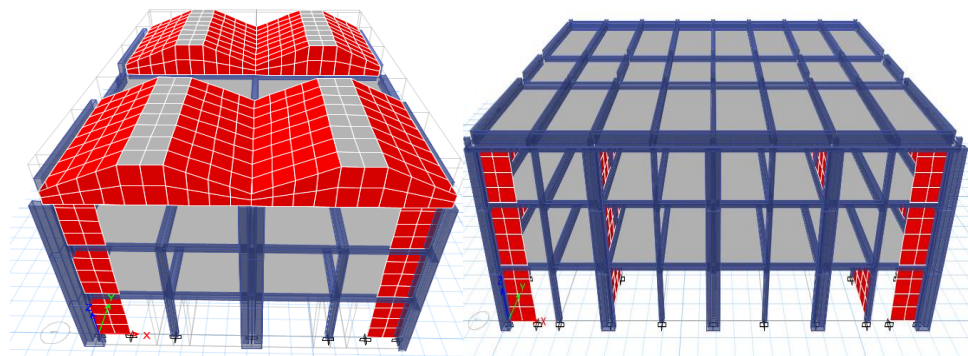


Figura 5. 5: Adición de muros de concreto armado en bloque I y II.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Se realiza el análisis modal del edificio, del cual se obtiene los siguientes resultados:

TABLA N° 5. 6: Modos de vibración del edificio con muros de concreto.

MODO	BLOQUE I			BLOQUE II		
	Periodo	Frecuencia	Frecuencia Circular	Periodo	Frecuencia	Frecuencia Circular
	s	Hz	rad/s	s	Hz	rad/s
1	0,343	2,913	18,305	0,385	2,599	16,331
2	0,187	5,347	33,595	0,263	3,800	23,875
3	0,158	6,312	39,659	0,231	4,330	27,207
4	0,078	12,831	80,620	0,082	12,167	76,445
5	0,071	14,119	88,711	0,077	12,945	81,335
6	0,070	14,342	90,114	0,066	15,061	94,631
7	0,067	14,922	93,759	0,065	15,488	97,311
8	0,060	16,585	104,209	0,055	18,239	114,602
9	0,056	17,976	112,947	0,045	22,370	140,557

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En los bloques I y II, luego de aislar la escalera y área de SSHH del edificio principal, la excentricidad en planta se reduce a mínimos valores. Véase Tabla 5.7.

TABLA N° 5. 7: Centro de masa y rigidez del bloque I reforzado y aislado de la escalera 1.

TABLE: Centers of Mass and Rigidity BLOQUE I									
Nivel de Piso	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricidad	
		t-s2/m	t-s2/m	m	m	m	m	X (m)	Y (m)
Nivel 1	D1	60,79	60,79	14,62	9,52	13,60	9,44	1,02	0,07
Nivel 2	D2	56,43	56,43	14,46	9,60	13,56	9,16	0,90	0,43
Nivel 3	D3	37,55	37,55	14,76	9,83	13,75	8,93	1,01	0,90

TABLE: Centers of Mass and Rigidity BLOQUE II									
Nivel de Piso	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricidad	
		t-s2/m	t-s2/m	m	m	m	m	X (m)	Y (m)
Nivel 1	D1	30,49	30,49	6,91	9,61	7,27	9,60	-0,37	0,01
Nivel 2	D2	28,92	28,92	6,91	9,76	7,16	9,60	-249,00	0,16
Nivel 3	D3	12,21	11,61	6,38	9,58	7,01	9,59	-0,63	-0,02

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.1.2.4. RESPUESTA DEL EDIFICIO SIN AMORTIGUADORES:

TABLA N° 5. 8: Distorsiones máximas del ATH del edificio ESOB.

DERIVAS MÁXIMAS DEL A,TH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE I							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0079	0,0089	0,0094	0,0076	0,0093	0,0070	0,0094
Story2	0,0081	0,0088	0,0093	0,0078	0,0093	0,0071	0,0093
Story1	0,0044	0,0045	0,0048	0,0042	0,0050	0,0038	0,0050

DERIVAS MÁXIMAS DEL A,TH EN EL SENTIDO Y-Y BLOQUE I							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0016	0,0013	0,0014	0,0015	0,0015	0,0013	0,0016
Story2	0,0030	0,0026	0,0028	0,0027	0,0029	0,0024	0,0030
Story1	0,0031	0,0028	0,0030	0,0026	0,0029	0,0026	0,0031

DERIVAS MÁXIMAS DEL A,TH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE II							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0070	0,0073	0,0080	0,0063	0,0065	0,0072	0,0080
Story2	0,0082	0,0086	0,0096	0,0074	0,0076	0,0085	0,0096
Story1	0,0045	0,0047	0,0054	0,0041	0,0041	0,0046	0,0054

DERIVAS MÁXIMAS DEL A,TH EN EL SENTIDO Y-Y BLOQUE II							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0021	0,0022	0,0023	0,0017	0,0020	0,0019	0,0023
Story2	0,0042	0,0045	0,0048	0,0035	0,0040	0,0039	0,0048
Story1	0,0037	0,0041	0,0042	0,0030	0,0035	0,0034	0,0042

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Los desplazamientos máximos (derivas) en el bloque I son: $X=9,4\%$, $Y=3,0\%$ y en el bloque II las derivas máximas son $X=9,6\%$ e $Y=4,8\%$.

5.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO CON AMORTIGUADORES

5.1.2.1. ELECCIÓN DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

“Los objetivos del desempeño sismo resistente se define por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperada de acuerdo a la importancia de la edificación” (SEAOC, Vision 2000, 1 995).

En cuanto al nivel de importancia, según la clasificación establecido por el SEAOC¹⁴ nuestra estructura califica como una edificación esencial.

TABLA N° 5. 9: Cuadro de sismos de diseño según SEAOC.

Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno (años)
50% en 30 años	43
50% en 50 años	72
20% en 50 años	225
10% en 50 años	475
5% en 50 años	975
2% en 50 años	2 475

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En cuanto al nivel de peligro sísmico, se eligió un sismo de diseño con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años (un periodo de

¹⁴ Structural Engineers Association of California (SEAOC), autoridad mundial líder en la práctica de la ingeniería estructural, influyentes en la elaboración de códigos estructurales.

retorno de 475 años), coincidente con el sismo de diseño indicado en nuestra norma de Sismorresistente.

TABLA N° 5. 10: Cuadro de nivel de desempeño esperado en edificaciones.

		NIVELES DE DESEMPEÑO ESPERADO PARA			
		Operativo	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida	Prevención del Colapso
NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	50% en 50 años (T=72 años)	a	b	c	d
	20% en 50 años (T=225 años)	e	f	g	h
	10% en 50 años (T=475 años)	i	j	k	l
	2% en 50 años (T=2 475 años)	m	n	o	p

	Edificaciones Comunes
	Edificaciones Esenciales
	Edificaciones de Seguridad Crítica

Fuente: SEAO-C-Visión 2 000.

Estos objetivos de desempeño se relacionan entre sí mediante la denominada matriz de desempeño, el cual establece los requerimientos mínimos de desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza:

5.1.2.2.DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS DE DISEÑO.

5.1.2.2.1. DERIVA OBJETIVO.

Existen valores sugeridos para la deriva relacionada a cada nivel de daño para diferentes sistemas estructurales y diferentes niveles de diseño Sismorresistente. Probablemente el más difundido sea el preparado por Multi-hazard Loss Estimation Methodology HAZUS - FEMA.

Para el caso de edificios de concreto armado, HAZUS considera tres tipos de edificios: de pórticos de concreto armado (C1), de muros de concreto armado (C2) y de pórticos de concreto armado rellenos con muros de Albañilería (C3).

TABLA N° 5. 11: Cuadro de selección tipo de estructura.

Table 2.1. Model Building Types of Hazus

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ($\leq 5,000$ sq. ft.)		All	1	14
2	W2			All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4-7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	15
35	URM M		Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Fuente: FEMA-HAZUS.

En cuanto al nivel de diseño estructural, HAZUS considera 4 niveles de exigencia: altos, moderado, bajo y pre-código. Los tipos de daño se dividen en leve, moderado, severos y completos, véase Figura 5.7.

TABLA N° 5. 12: Tipos de daños aceptables.

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State			
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete
	Roof	Modal				
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262
S5L						
S5M						
S5H						
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
C3L						
C3M						
C3H						
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263
URML						
URMM						
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700

Fuente: FEMA-HAZUS.

En la Edificación por reforzar, en el sentido X-X prima el sistema de muros estructurales de corte, y se tiene una altura de 10,20m (402 in). Por tanto, según Tablas de HAZUS la edificación se clasifica como tipo C2M, con las derivas objetivo para daños leves de 0,0027 y para daños moderados de 0,0056, véase Tabla 5.12.

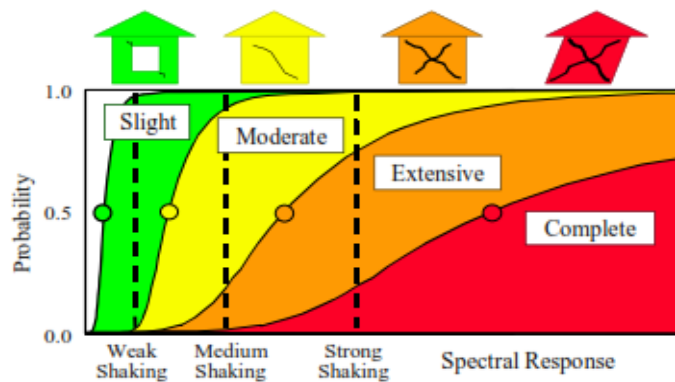


Figura 5. 6: Desempeño sísmico en base a daños.
Fuente: FEMA-HAZUS.

5.1.2.2.2. AMORTIGUAMIENTO OBJETIVO

El amortiguamiento objetivo de la estructura se obtiene usando la curva que relaciona el valor B y el valor buscado. El sistema de amortiguamiento, en la primera iteración, será con dispositivos de disipación lineal con la intención de buscar el mejor acomodo de los dispositivos.

Se tiene una deriva objetivo de 5,6‰ según HAZUS, y la deriva máxima en el sentido X-X del edificio sin amortiguadores es de 9,4‰ y 9,6‰ en los Bloques I y II respectivamente.

$$B = \frac{0,0094}{0,0056} = 1,67$$

TABLA N° 5. 13: Amortiguamiento efectivo y viscoso requerido en el sentido X-X.

EDIFICIO	Nivel de Daño aceptado	Deriva Objetivo (%)	Factor de Reduccion (B)	Amortiguamiento Efectivo (β_{eff})	Amortiguamiento Inherente (β_{est})	Amortiguamiento Viscoso (β_{visc})
BLOQUE I	Moderado	5,6	1,68	25,50%	5,00%	20,50%
	Leve	2,7	3,48	88,03%	5,00%	83,03%
BLOQUE II	Moderado	5,6	1,71	26,71%	5,00%	21,71%
	Leve	2,7	3,56	90,36%	5,00%	85,36%

	DIR X-X	DIR Y-Y
BLOQUE I	20,50%	0%
BLOQUE II	21,70%	0%

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Conseguir amortiguamiento viscoso para daños leves de 80% no resulta factible en términos prácticos y económicos, por lo que decidimos elegir como sismo de diseño, un sismo de 475 años de periodo de retorno con un nivel aceptable de **Daño Moderado**.

5.1.2.3. UBICACIÓN DE LOS DISIPADORES DE AMORTIGUAMIENTO

En el proyecto de reforzamiento del edificio, se propone hacer el arreglo en tipo diagonal simple desde el primer nivel hasta el último.

La disposición de los dispositivos de amortiguamiento se basó en las recomendaciones de la ASCE/SEI 41-13.

5.1.2.3.1. DISPOSICIÓN DEL BLOQUE I:

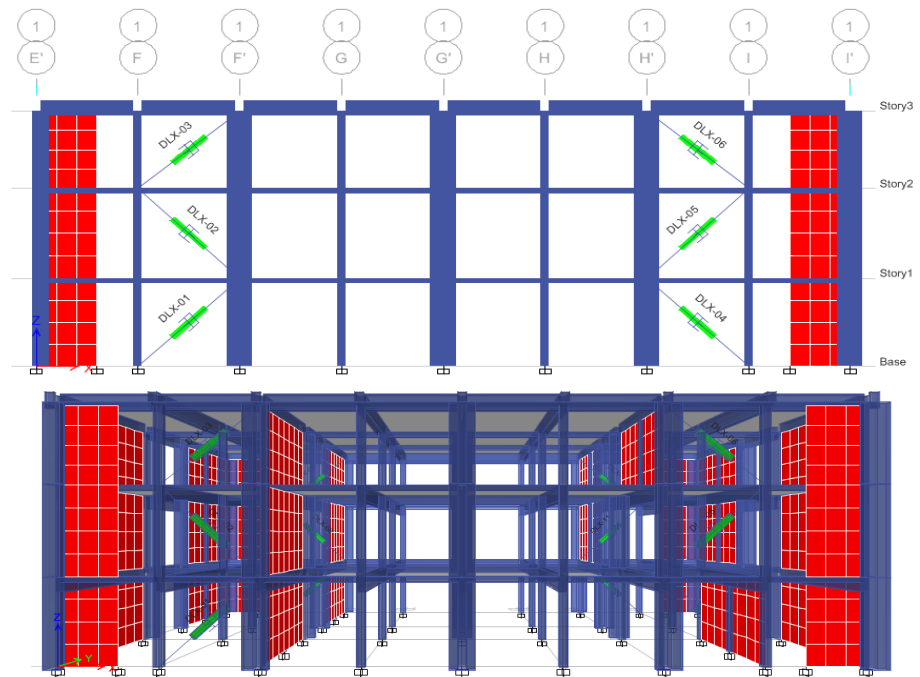


Figura 5. 7: Arreglo de dispositivos de amortiguamiento en el bloque I.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.2.3.2. DISPOSICIÓN DEL BLOQUE II:

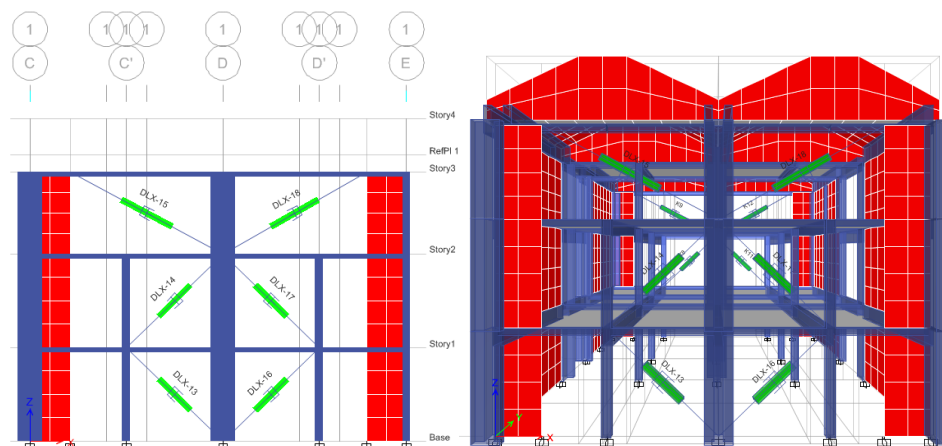


Figura 5. 8: Arreglo de dispositivos de amortiguamiento en el bloque II.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.2.4.DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE AMORTIGUAMIENTO

5.1.2.4.1. CALCULO PRELIMINAR DE RIGIDEZ “K”

Los especialistas de MIYAMOTO INTERNACIONAL recomiendan usar como rigidez inicial 2 000 Kips/in, el cual equivale a 36 287,39 t/m.

Para el cálculo de la rigidez, usaremos perfiles metálicos tipo HSS 7,50x0,50.

TABLA N° 5. 14: Propiedades de la sección de brazo rígido de amortiguadores no lineales.

PROPIEDADES DE PERFIL HSS 7,50X0,50				
Dext (in)	Dint (in)	Espesor (in)	Área (in ²)	Inercia (in ⁴)
7,50	7,035	0,465	10,30	63,90

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

$$K = \frac{EA}{L}$$

TABLA N° 5. 15: Rigidez de brazos metálicos en el edificio ESOB.

RIGIDEZ DE BRAZO - BLOQUE I				
Nivel de Piso	Ag (cm ²)	E (t/m ²)	Longitud (m)	K (t/m)
Nivel 1	66,45	20 400 000,00	4,56	29 727,63
Nivel 2	66,45	20 400 000,00	4,63	29 278,19
Nivel 3	66,45	20 400 000,00	4,36	31 091,28
RIGIDEZ DE BRAZO - BLOQUE II				
Nivel de Piso	Ag (cm ²)	E (t/m ²)	Longitud (m)	K (t/m)
Nivel 1	66,45	20 400 000,00	4,56	29 727,63
Nivel 2	66,45	20 400 000,00	4,63	29 278,19
Nivel 3	66,45	20 400 000,00	6,47	20 951,78

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.3. DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMORTIGUAMIENTO LINEAL

5.1.3.1. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE “C”-DISPOSITIVOS LINEALES

El siguiente paso corresponde a la definición del exponente de velocidad “α”, para este caso, por tratarse de dispositivos lineales el valor del exponente será de 1. Con este valor definido se puede usar la ecuación de cálculo del coeficiente “C”.

$$\beta_{visc} = \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Se asume que todos los niveles tienen el mismo coeficiente de amortiguamiento, de esta manera nos acercamos más al requerido por el sistema. Además, cabe indicar que la masa de cada nivel varia, y se han adicionado muros de concreto en cada esquina de los bloques I y II analizados.

TABLA N° 5. 16: Cálculo de coeficiente “C” de amortiguamiento en el edificio ESOB.

DIRECCIÓN X-X BLOQUE I							T= 0,343 s
NIVEL	ϕ_i	ϕ_{rj}	θ_i	m_i	cos θ	$\sum \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$\sum \phi_i^2 m_i$
1°	0,211	0,211	133,36	60,718	-0,68658	0,02089	2,690
2°	0,632	0,421	44,56	56,365	0,71252	0,09002	22,485
3°	1,000	0,368	139,18	37,519	-0,75677	0,07773	37,519
TOTAL=						0,18864	62,694

DIRECCIÓN X-X BLOQUE II							T= 0,385 s
NIVEL	ϕ_i	ϕ_{rj}	θ_i	m_i	cos θ	$\sum \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$\sum \phi_i^2 m_i$
1°	0,229	0,229	136,050	30,486	-0,720	0,02718	1,599
2°	0,667	0,438	44,840	28,915	0,709	0,09646	12,864
3°	1,000	0,333	153,900	12,207	-0,898	0,08943	12,207
TOTAL=						0,21307	26,670

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Si consideramos los C iguales en todos los niveles, se calcula de la siguiente manera:

$$\beta_{visc} = \frac{T \sum_j C_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}$$

$$C_{total\ X-X} = \frac{4\pi \beta_{visc} \sum_i m_i \phi_i^2}{T \sum_j \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j} = \frac{4\pi \times 0,205 \times 62,694}{0,343 \times 0,18864} = 2\ 496,14\ t - s/m$$

En el bloque I, presentes 4 dispositivos de amortiguamiento en el sentido X-X, a cada uno le corresponde 624 t-s/m. (aprox. 600 t-s/m)

En el bloque II, siendo 4 dispositivos de amortiguamiento distribuidos en el sentido X-X, a cada uno le corresponde 221,64 t-s/m. (aproximamos a 220 t-s/m).

5.1.3.2. PRIMERA ALTERNATIVA DE DISEÑO:

Para el análisis Tiempo Historia, consideramos una rigidez cero en amortiguadores lineales, siendo esta la rigidez del brazo metálico, se considera irrelevante para el análisis, pero guarda un grado de relación con el coeficiente de velocidad del dispositivo, por lo que se va a diseñar con las fuerzas obtenidas.

TABLA N° 5. 17: Derivas máximas del ATH con dispositivos lineales del edificio ESOB.

DERIVAS MÁXIMAS DEL ATH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE I						
	BLOQUE I C=600 t-s/m			BLOQUE I C=450 t-s/m		
Story	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	Función Espectral	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	Función Espectral
Story3	0,0044	0,0047	0,0049	0,0052	0,0051	0,0054
Story2	0,0044	0,0049	0,0050	0,0051	0,0054	0,0055
Story1	0,0024	0,0027	0,0026	0,0028	0,0030	0,0029

DERIVAS MÁXIMAS DEL ATH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE II						
	BLOQUE I C=220 t-s/m			BLOQUE I C=250 t-s/m		
Story	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	Función Espectral	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	Función Espectral
Story3	0,0048	0,0049	0,0057	0,0046	0,0047	0,0041
Story2	0,0057	0,0057	0,0067	0,0054	0,0055	0,0048
Story1	0,0031	0,0030	0,0036	0,0029	0,0029	0,0026

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para controlar los desplazamientos de la estructura en ambos bloques, los coeficientes de amortiguamiento deberán ser $C_{\text{BLOQUE I}} = 450 \text{ t-s/m}$. y $C_{\text{BLOQUE II}} = 250 \text{ t-s/m}$. obteniendo desplazamientos menores a la deriva objetivo 0,0056.

5.1.3.3. ENERGÍA Y CURVA DE HISTÉRESIS

Los valores máximos de deriva alcanzados en la dirección X e Y con la inclusión de amortiguadores, fueron de 5,6%. Este es el valor límite que se estableció de acuerdo a normas extranjeras, es mucho menor que la deriva límite máximo para pórticos de concreto según nuestro reglamento E.030-2 016.

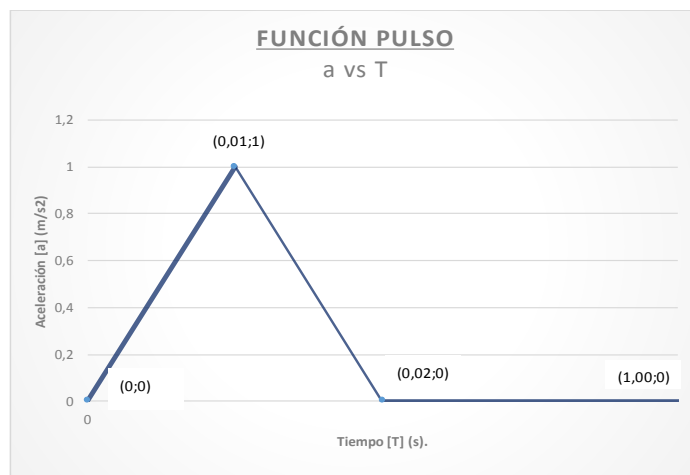


Figura 5. 9: Función de pulso de amortiguamiento viscoso.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para poder verificar, que el diseño está dentro de lo previsto, se realiza un ensayo de vibración libre. A partir de la ecuación expuesta anteriormente y la curva tiempo vs. desplazamiento que brinda el software correspondiente a la sollicitación de carga tipo pulso:

$$\ln\left(\frac{x_t}{x_{t+nT}}\right) = \frac{2n\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

El pulso se definirá con la siguiente gráfica de tiempo vs aceleración:

COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO:

A continuación, se muestra la curva de histéresis del amortiguador lineal con el objetivo de verificar su forma elíptica. Así también, mediante el área de la curva resultante se puede observar la enorme disipación de energía que proporcionan los disipadores fluido viscoso.

En la Figura 5.10 se verifica el comportamiento histerético de los dispositivos para los registros que generan mayor daño por las distorsiones de entrepiso, para el bloque I se analiza con el registro TAC01-2 005 N-S y en el bloque II con el registro LIMA 74- N82W en el sentido X-X de análisis y reforzamiento.

El comportamiento histerético de los dispositivos es característico de los dispositivos lineales que requieren de grandes esfuerzos para disipar energía sísmica.

BLOQUE I: REGISTRO TAC01-2005 N-S

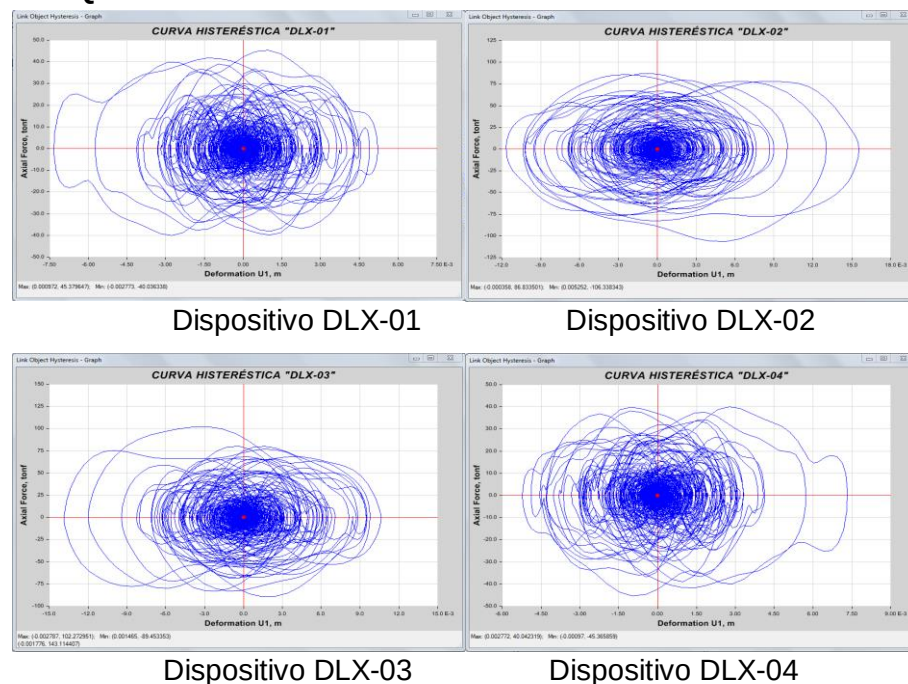


Figura 5. 10: Curva histerética de dispositivos lineales del bloque I.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Finalmente procedemos a verificar el amortiguamiento objetivo a partir de la ecuación que se muestra a continuación, basada en la curva obtenida de aplicar un pulso a la estructura.

$$\ln\left(\frac{x_t}{x_{t+nt}}\right) = \frac{2n\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

Donde n es el número de ciclos en que se toma lectura del segundo desplazamiento.

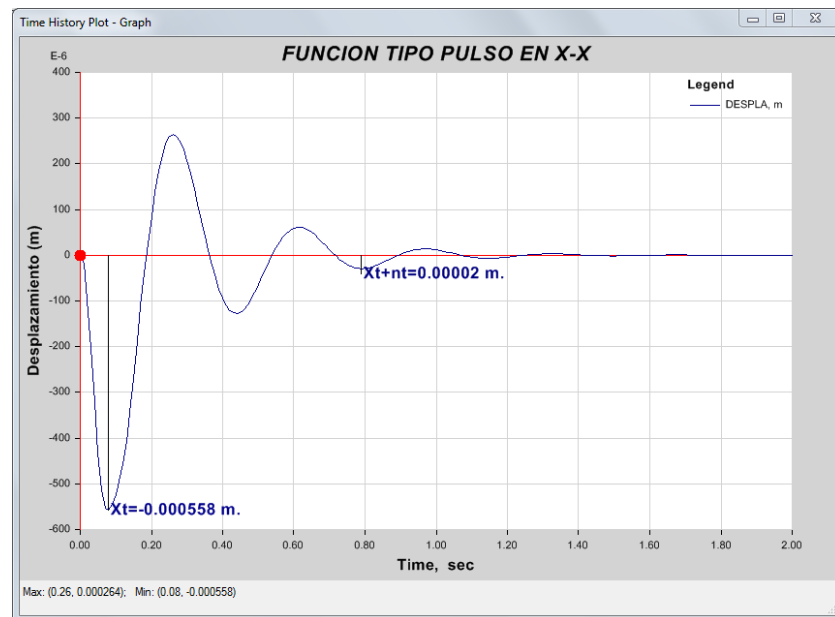


Figura 5. 11: Diagrama de carga tipo pulso en bloque I.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

$$\ln\left(\frac{-0,000558}{-0,00002}\right) = \frac{2x2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

$$\xi x = 25,61\% = 5\% + \beta_{visc-x} = \beta_{eff-x}$$

$$\beta_{visc-x} = 20,61\%$$

Para analizar las curvas de histéresis del bloque II, se procede a evaluar los dispositivos con mayores esfuerzos axiales producidos con el registro LIMA 1974 N82W, el acomodo de los dispositivos en el Bloque II es del DLX-13 al DLX-24, usándose un total de 24 dispositivos en todo el pabellón de la ESOB.

BLOQUE II: REGISTRO LIMA 1974 N82W

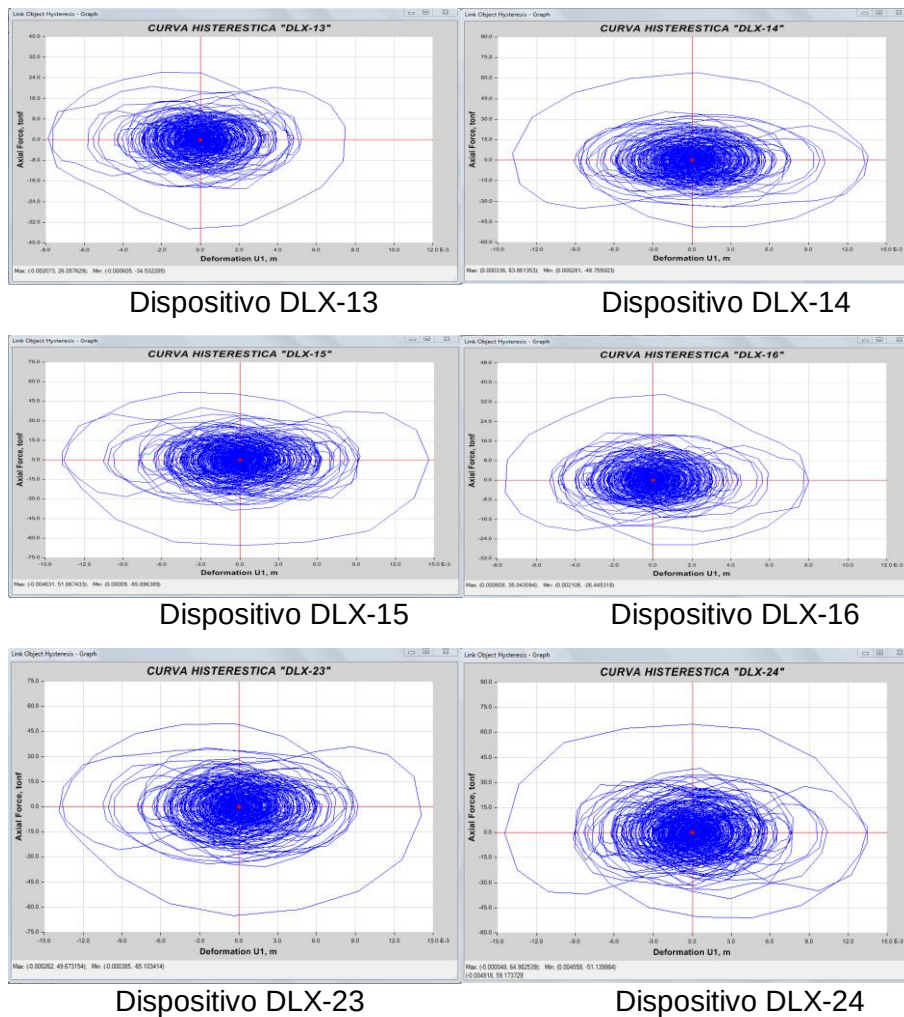


Figura 5. 12: Curva histerética de dispositivos lineales en el bloque II.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Las curvas de histéresis de las figuras anteriores tienden a la forma elíptica, siendo característico de dispositivos fluido viscoso lineales de exponente de velocidad 1.

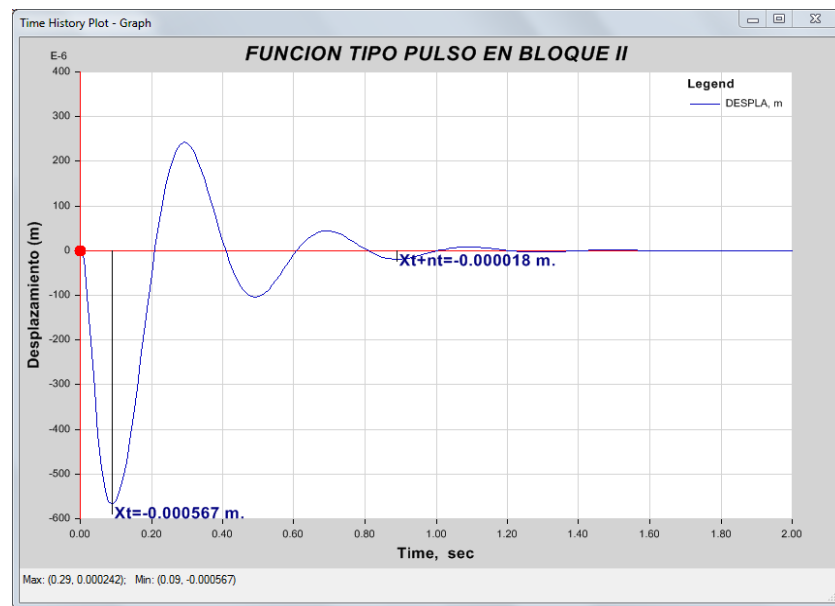


Figura 5. 13: Diagrama de cargas tipo pulso en bloque II.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

$$\ln\left(\frac{-0,000567}{-0,000018}\right) = \frac{2x2x\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

$$\xi x = 26,47\% = 5\% + \beta_{visc-x} = \beta_{eff-x}$$

$$\beta_{visc-x} = 21,47\%$$

Al someter la estructura a una carga tipo pulso, se obtiene que, en el bloque I se consigue amortiguamiento 20,61% (Requerido 20,50%) y en el bloque II se logra amortiguamiento hasta 21,47% (Requerido 21,70%), siendo muy similares a los amortiguamientos calculados.

5.1.3.4. AGRUPACIÓN DE DISPOSITIVOS POR NIVELES DE FUERZA:

Se agrupan de acuerdo a los dispositivos disponibles en el mercado, de Taylor Device Inc. Los dispositivos de amortiguamiento se agruparon como se muestra en la Tabla 5.18, de acuerdo a su nivel de fuerza y estas a su vez según la fuerza comercial disponible en el mercado.

TABLA N° 5. 18: Agrupación de dispositivos lineales por niveles de fuerza.

DISPOSITIVO FLUIDO VISCOSO LINEAL EN BLOQUE I X-X						
NIVEL	DISPOSITIVO	T (t)	C (t)	FUERZA AXIAL (t)	FUERZA (kip)	FZA, COMERCIAL (kip)
Story1	DLX-01	-89,45	45,38	89,45	197,21	220,00
Story1	DLX-04	-100,93	40,04	100,93	222,51	330,00
Story1	DLX-07	-91,18	46,40	91,18	201,02	220,00
Story1	DLX-10	-103,97	40,20	103,97	229,21	330,00
Sbry2	DLX-02	-106,34	86,83	106,34	234,44	330,00
Story2	DLX-05	-85,71	104,94	104,94	231,35	330,00
Sbry2	DLX-08	-108,67	87,65	108,67	239,57	330,00
Story2	DLX-11	-87,46	108,45	108,45	239,08	330,00
Story3	DLX-03	-40,04	102,27	102,27	225,47	330,00
Story3	DLX-06	-45,37	88,35	88,35	194,78	220,00
Story3	DLX-09	-40,21	104,15	104,15	229,61	330,00
Sbry3	DLX-12	-46,41	90,98	90,98	200,58	220,00
DISPOSITIVO FLUIDO VISCOSO LINEAL EN BLOQUE II X-X						
NIVEL	DISPOSITIVO	T (t)	C (t)	FUERZA AXIAL (t)	FUERZA (kip)	FZA, COMERCIAL (kip)
Story1	DLX-13	-34,53	26,06	34,53	76,13	110,00
Story1	DLX-16	-26,45	35,04	35,04	77,26	110,00
Story1	DLX-19	-34,68	26,23	34,68	76,46	110,00
Story1	DLX-22	-26,62	35,19	35,19	77,58	110,00
Story2	DLX-14	-48,76	63,86	63,86	140,79	165,00
Sbry2	DLX-17	-64,89	49,54	64,89	143,05	165,00
Sbry2	DLX-20	-48,90	64,10	64,10	141,31	165,00
Sbry2	DLX-23	-65,10	49,67	65,10	143,53	165,00
Sbry3	DLX-15	-65,70	51,67	65,70	144,84	165,00
Story3	DLX-18	-51,02	64,87	64,87	143,00	165,00
Sbry3	DLX-21	-65,83	51,80	65,83	145,13	165,00
Story3	DLX-24	-51,14	64,98	64,98	143,26	165,00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.4. DISEÑO ESTRUCTURAL CON AMORTIGUADORES NO LINEALES

5.1.4.1. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE “C”-DISPOSITIVOS NO LINEALES

El primer paso corresponde a la definición del exponente de velocidad “a”, para este caso, por tratarse de un dispositivo no lineal, se considera un “a” igual a 0,5, con el cual se procede a calcular el valor de “C”.

$$\beta_{visc} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} w^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Para el cálculo de la rigidez, usaremos perfiles metálicos tipo HSS 7,50x0,50.

Asumiendo que todos los amortiguadores tendrán un coeficiente “C” constante y serán un total de 4 dispositivos por piso en la dirección X-X, procedemos a despejar nuestro objetivo de cálculo bajo el amortiguamiento viscoso objetivos (ver Tabla 5.19): $\beta_{visc-x} = 20,5\%$.

En el bloque I, se calcula de la siguiente manera:

$$\beta_{visc} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} w^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} = 20\% = \frac{3,50 C_x x 0,18853}{2\pi 0,0069^{1-0,5} 18,305^{2-0,5} x 62,735}$$

$$C_x = 796,66 \, t - \frac{s}{m}$$

Se asumió que el valor de C es igual en todos los niveles., siendo 4 dispositivos por nivel, a cada dispositivo le corresponde 199,16 t-s/m, aproximadamente de 200 t-s/m.

TABLA N° 5. 19: Cálculo de coeficiente de amortiguamiento no lineal para el edificio ESOB.

DIRECCIÓN X-X BLOQUE I						alfa= 0,50	T= 0,343 s
NIVEL	ϕ_i	ϕ_{rj}	θ_i	m_i	cos θ	$\sum \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$\sum \phi_i^2 m_i$
1°	0,211	0,211	46,64	60,718	-0,68658	0,02099	2,703
2°	0,632	0,421	44,56	56,365	0,71252	0,08998	22,513
3°	1,000	0,368	40,82	37,519	-0,75677	0,07756	37,519
TOTAL=						0,18853	62,735

DIRECCIÓN X-X BLOQUE II						alfa= 0,50	T= 0,385 s
NIVEL	ϕ_i	ϕ_{rj}	θ_i	m_i	cos θ	$\sum \phi_{rj}^2 \cos^2 \theta$	$\sum \phi_i^2 m_i$
1°	0,229	0,229	43,95	30,486	0,71995	0,06694	1,599
2°	0,667	0,438	44,84	28,915	0,70908	0,17308	12,864
3°	1,000	0,333	26,10	12,207	0,89803	0,16353	12,207
TOTAL=						0,40355	26,670

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Por lo cual los datos para el análisis de la estructura en el sentido X-X son los siguientes:

$$C_x = 200 t - \frac{s}{m}$$

$Kx = \text{Variable por entrepiso } t/m$

$$\alpha = 0,50$$

Con el mismo procedimiento anterior, se calculan los valores de C de los dispositivos de amortiguamiento:

En el bloque I, se calcula de la siguiente manera:

$$\beta_{visc} = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} W^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} = 21,70\% = \frac{3,50 C_x x 0,40356}{2\pi 0,034^{1-0,5} 16,331^{2-0,5} x 26,67}$$

$$C_x = 313,29 t - \frac{s}{m}$$

En cada piso del edificio en el sentido X-X se tiene 04 dispositivos de amortiguamiento, por lo tanto, cada dispositivo tendrá $C=78,32 \text{ t-s/m}$. (usaremos 100 t-s/m).

$$C_x = 100 \text{ t} - \frac{s}{m}$$

$Kx = \text{Variable por entrepiso t/m}$

$$\alpha = 0,50$$

5.1.4.2.PRIMERA ALTERNATIVA DE DISEÑO

Las configuraciones de los dispositivos se mantendrán iguales como la mejor alternativa del análisis de dispositivos lineales, solo se cambiarán las propiedades de los dispositivos.

TABLA N° 5. 20: Derivas máximas del ATH del bloque I c/amortiguador NL.

DERIVAS MÁXIMAS DEL ATH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE I			
	BLOQUE I C=200 t-s/m		
Story	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	Función Espectral
Story3	0,0038	0,0043	-
Story2	0,0041	0,0046	-
Story1	0,0023	0,0027	-

DERIVAS MÁXIMAS DEL ATH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE II			
	BLOQUE I C=200 t-s/m		
Story	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	Función Espectral
Story3	0,0043	0,0042	-
Story2	0,0052	0,0050	-
Story1	0,0029	0,0028	-

Fuente: Elaboración propia

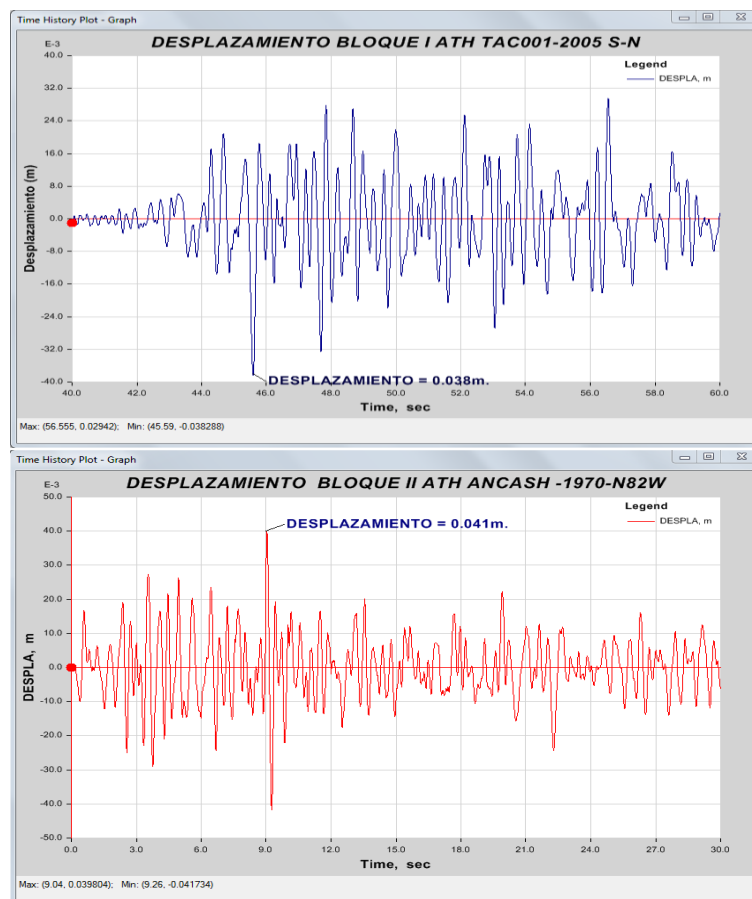


Figura 5. 14: Curva desplazamiento vs tiempo del ATH del Edificio ESOB con DNL.

Fuente: Elaboración propia

5.1.4.3. ENERGÍA Y CURVAS DE HISTÉRESIS

Para verificar el cálculo obtenido en el software ETABS v2016, se muestran las curvas de histéresis (fuerza axial en dispositivo vs desplazamiento en el tiempo). Se muestra solo los obtenidos para el registro sísmico con mayor incidencia en cuanto a desplazamiento lateral, en el bloque I el registro predominante es el de TAC01-2005 N-S y en el bloque II el registro ANCASH 1970 N82W.

El comportamiento de la curva histerética muestra un comportamiento con tendencias a dispositivos visco elásticos, esto se puede observar del trazo de la curva en forma rómbica circular en las aristas, y de forma uniforme, a diferencia de los dispositivos lineales los cuales tenía curvas circulares semi-ovaladas.

BLOQUE I: REGISTRO SÍSMICO TACNA 01-2005-N-S (UNJBG).

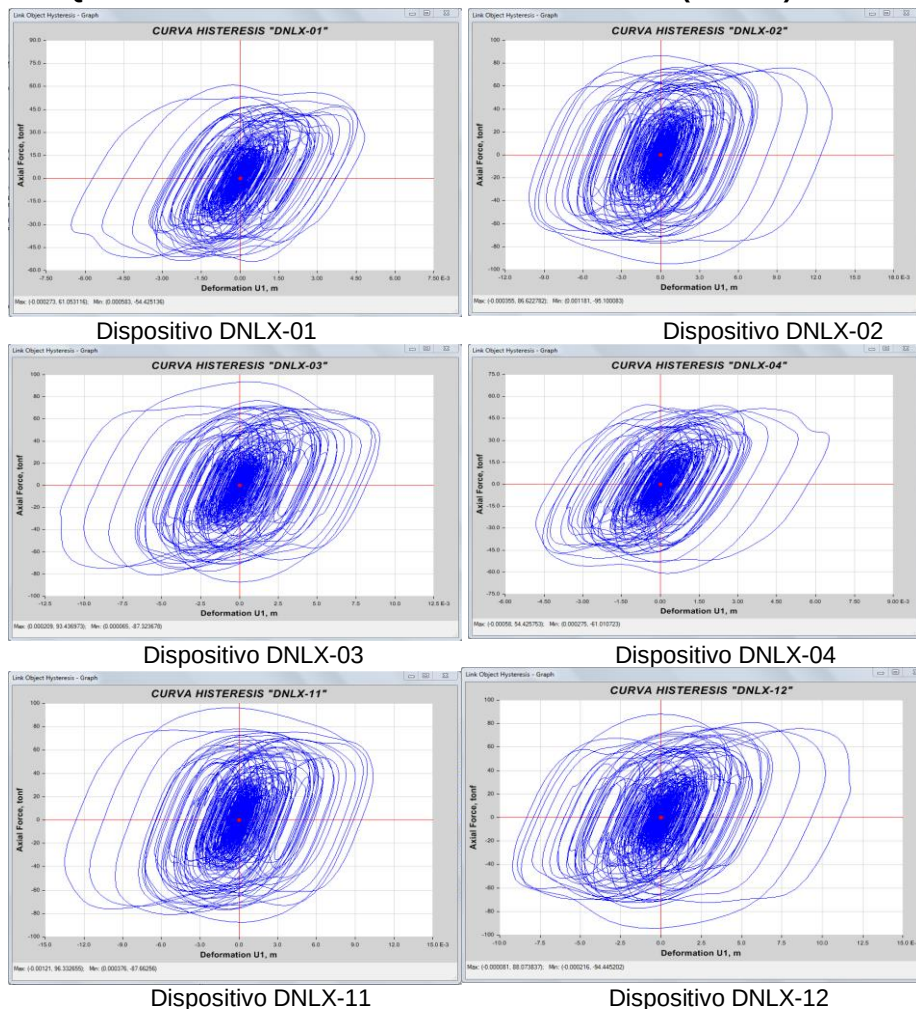


Figura 5. 15: Curvas de histéresis de los dispositivos no lineales del bloque I.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

El balance de energía que a continuación se muestra, indican que hay disipación sobre los 77% en el sentido X-X. La energía disipada, depende de la cantidad y arreglo de los mismos.

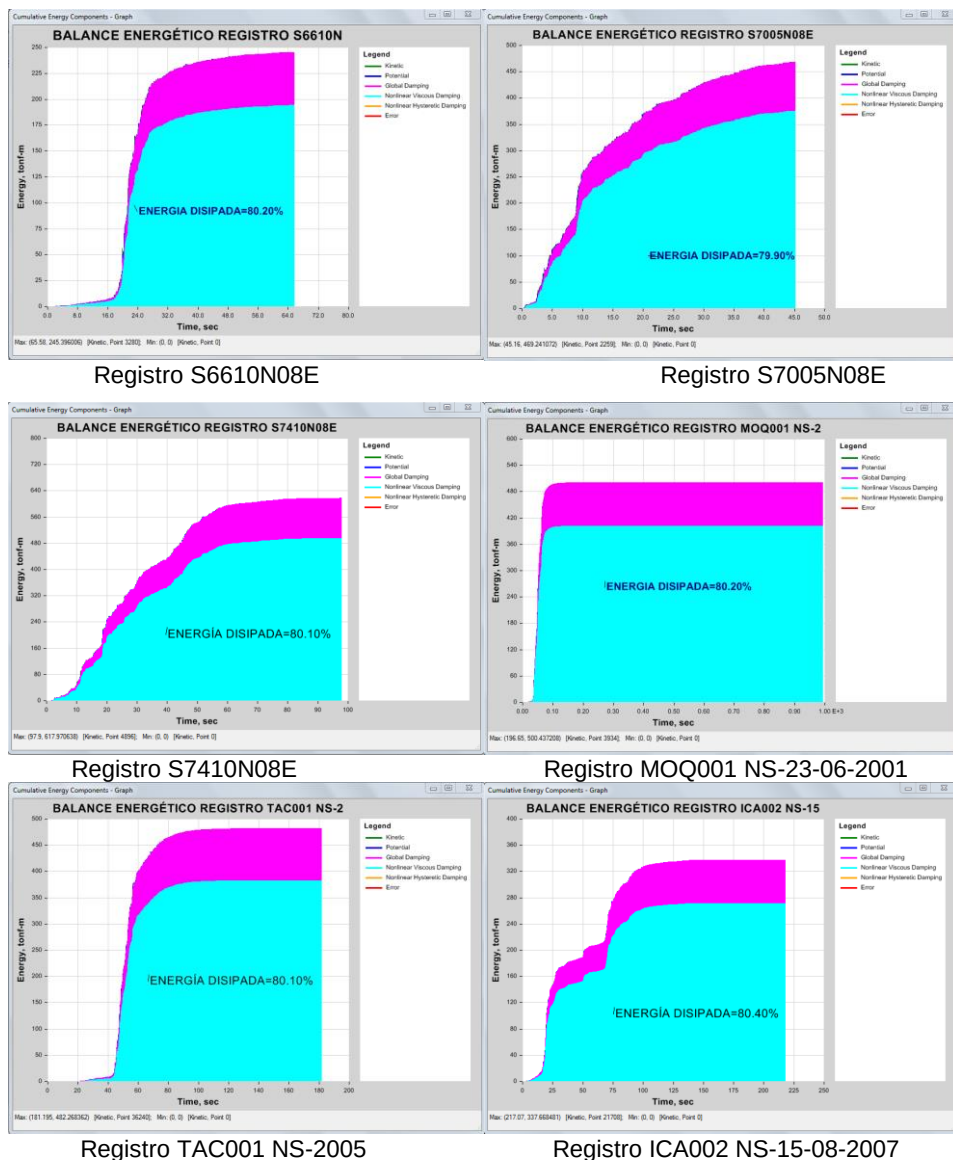
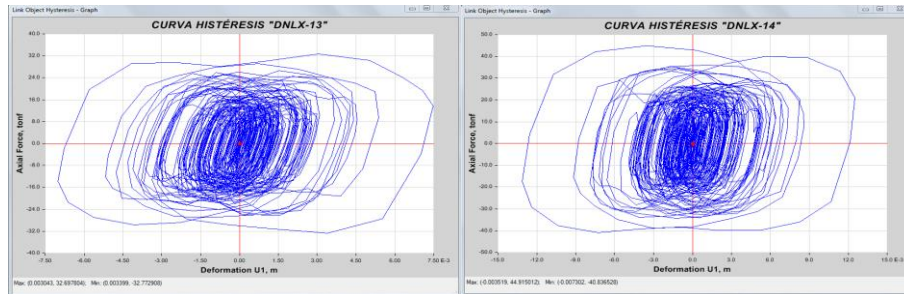


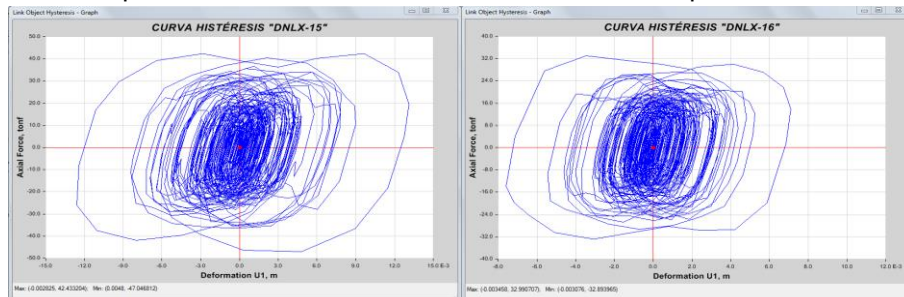
Figura 5. 16: Balance de energía de disipadores en bloque I.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

BLOQUE II: REGISTRO SÍSMICO ANCASH 1970 N82W



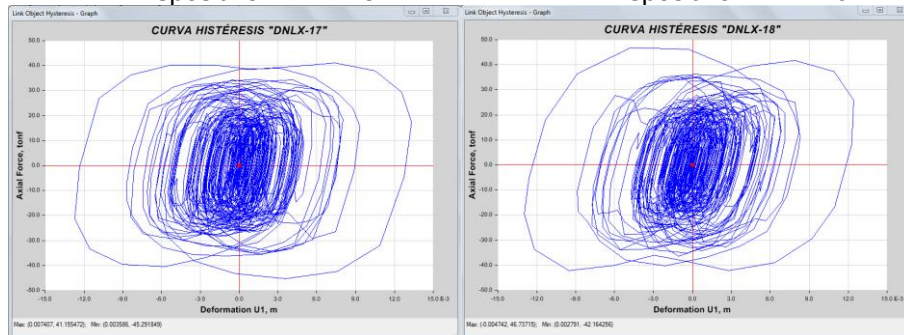
Dispositivo DNLX-13

Dispositivo DNLX-14



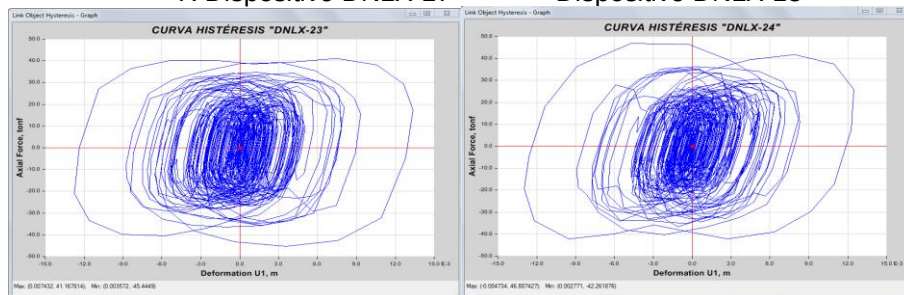
Dispositivo DNLX-15

Dispositivo DNLX-16



R Dispositivo DNLX-17

Dispositivo DNLX-18



Dispositivo DNLX-23

Dispositivo DNLX-24

Figura 5. 17: Curvas de histéresis de los dispositivos no lineales en bloque II.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

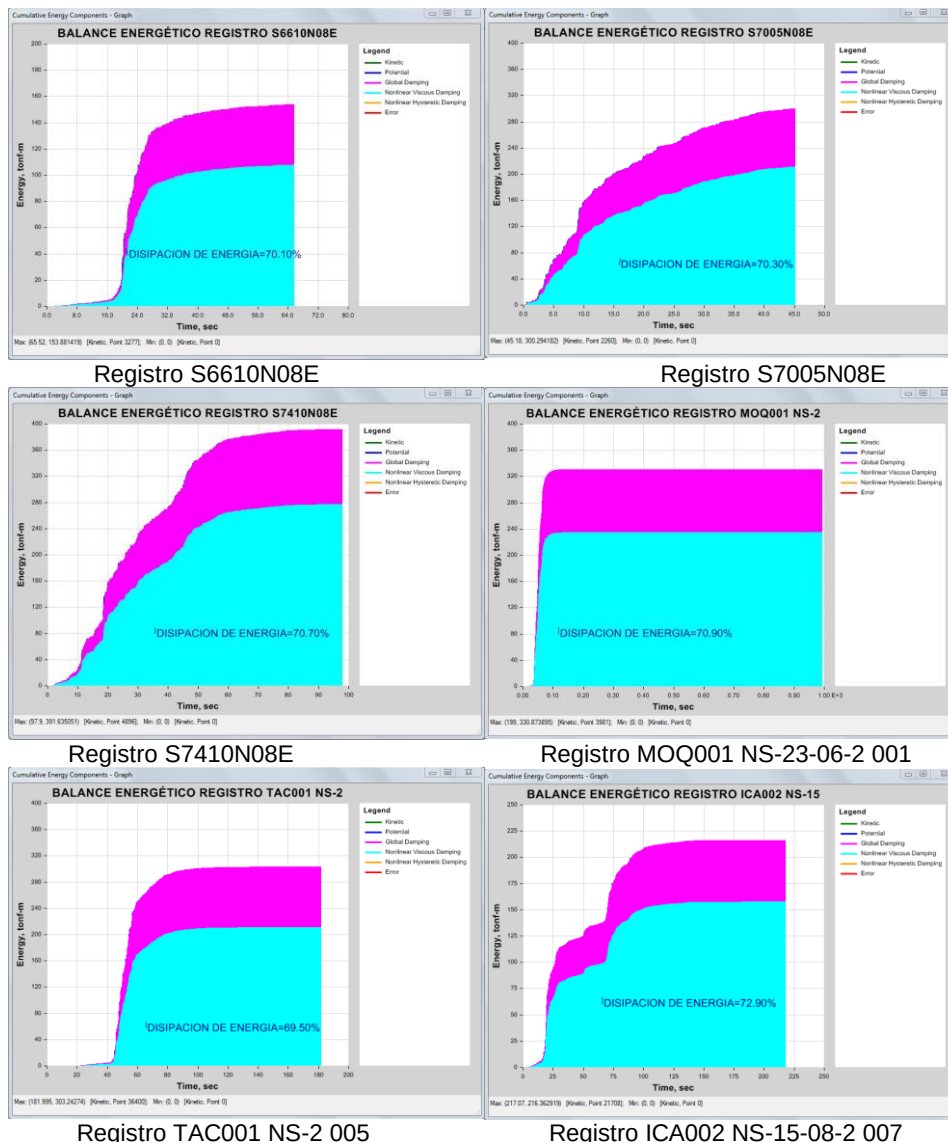


Figura 5. 18: Balance de energía disipadores no lineal del bloque II.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.4.4.AGRUPACIÓN DE DISPOSITIVOS NO LINEALES POR NIVELES DE FUERZA

Los resultados que se muestran a continuación en todos los dispositivos de amortiguamiento no lineal fueron obtenidos del análisis sísmico

Tiempo Historia con 6 registros escalados. Todo el proceso se realizó en ETABS v2016.1.0.

TABLA N° 5. 21: Agrupamiento de dispositivos No lineales por niveles de fuerza.

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES EN DISIPADORES NO LINEALES X-X, BLOQUE I						
NIVEL	DISPOSITIVO	T (t)	C (t)	FUERZA AXIAL (t)	FUERZA (kip)	FZA. COMERCIAL (kip)
Story1	DLX-01	-54,43	61,05	61,05	134,60	165,00
Story1	DLX-04	-61,01	54,43	61,01	134,50	165,00
Story1	DLX-07	-54,95	61,76	61,76	136,15	165,00
Story1	DLX-10	-61,79	54,93	61,79	136,22	165,00
Sbry2	DLX-02	-95,10	86,62	95,10	209,66	220,00
Story2	DLX-05	-85,98	94,44	94,44	208,20	220,00
Sbry2	DLX-08	-96,44	87,79	96,44	212,61	220,00
Story2	DLX-11	-87,66	96,33	96,33	212,38	220,00
Story3	DLX-03	-87,32	93,44	93,44	205,99	220,00
Story3	DLX-06	-92,80	86,71	92,80	204,59	220,00
Story3	DLX-09	-88,19	94,57	94,57	208,48	220,00
Sbry3	DLX-12	-94,45	88,07	94,45	208,21	220,00
RESUMEN DE FUERZAS AXIALES EN DISIPADORES NO LINEALES X-X, BLOQUE II						
NIVEL	DISPOSITIVO	T (t)	C (t)	FUERZA AXIAL (t)	FUERZA (kip)	FZA. COMERCIAL (kip)
Story1	DLX-13	-32,77	32,70	32,77	72,25	110,00
Story1	DLX-16	-32,89	32,99	32,99	72,73	110,00
Story1	DLX-19	-32,88	32,77	32,88	72,49	110,00
Story1	DLX-22	-32,96	33,10	33,10	72,97	110,00
Sbry2	DLX-14	-40,84	44,92	44,92	99,02	110,00
Story2	DLX-17	-45,29	41,16	45,29	99,85	110,00
Sbry2	DLX-20	-40,85	45,07	45,07	99,37	110,00
Story2	DLX-23	-45,45	41,17	45,45	100,19	110,00
Story3	DLX-15	-47,05	42,43	47,05	103,72	110,00
Story3	DLX-18	-42,16	46,74	46,74	103,04	110,00
Story3	DLX-21	-47,20	42,54	47,20	104,06	110,00
Sbry3	DLX-24	-42,26	46,89	46,89	103,37	110,00

Fuente: Elaboración propia

5.1.5. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO.

5.1.5.1. Diseño de dispositivos de amortiguamiento:

Tomando en consideración los resultados del diseño final propuesto y con la información obtenidas de la tabla 5.21 podemos definir las propiedades de los dispositivos con ayuda de la información proporcionada por los diversos fabricantes.

El principal fabricante de dispositivos de amortiguamiento es la marca de origen estadounidense TAYLOR DEVICES INC, líder en el mercado desde 1955 en tecnología de shock y absorción, la cual produce y distribuye en todo el mundo sus exclusivos amortiguadores fluidos viscosos para la ingeniería estructural antisísmica para la protección de edificios, puentes, estructuras de carácter patrimonial entre otras.

La tabla de la Figura 5.19, muestra un formato propuesto por Taylor el cual incluye las dimensiones necesarias para el uso de la placa base de los dispositivos.

El diseñador deberá brindar los valores de fuerza obtenida normalizada a los valores del mercado, los cuales cuentan con su propio factor de seguridad con lo que no será necesario su amplificación adicional.

Para el diseño de la placa base se debe emplear lo dispuesto por el fabricante (TAYLOR DEVICES INC.).

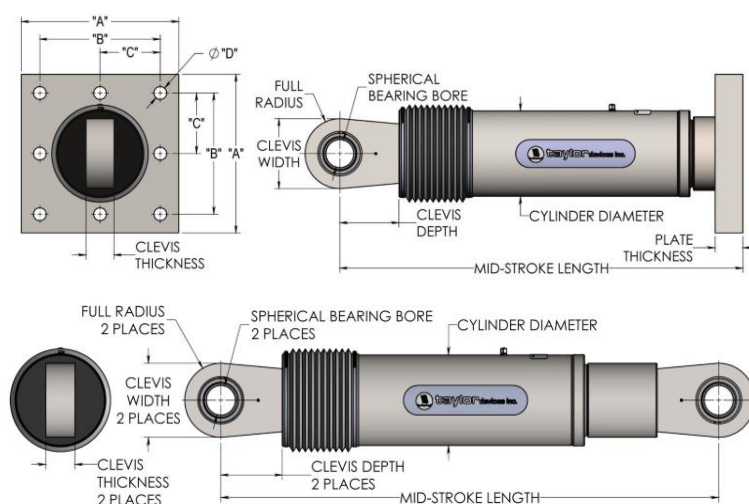
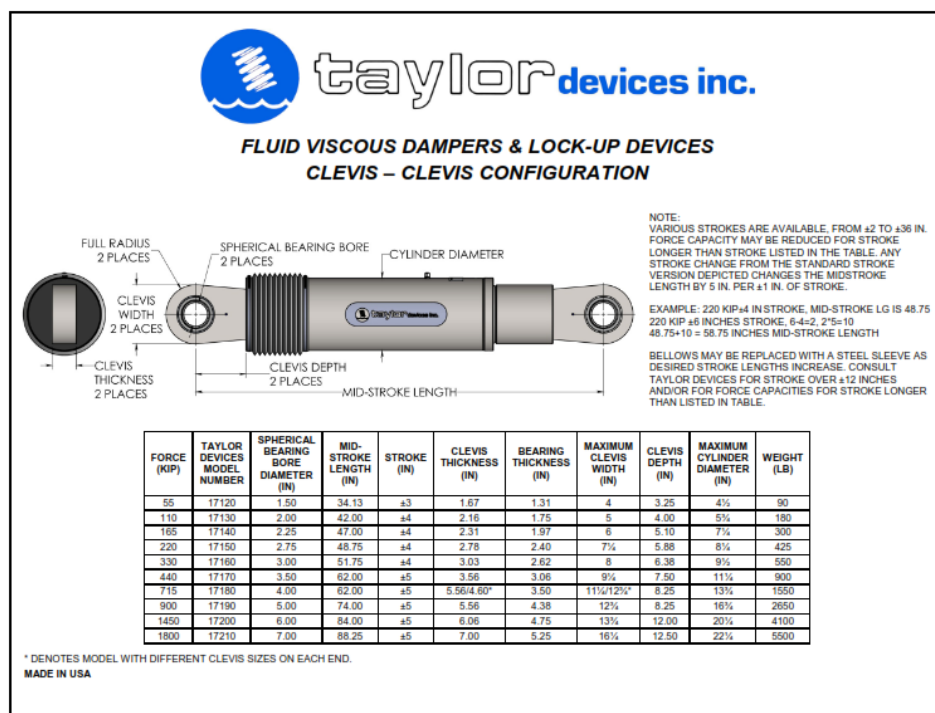


Figura 5. 19: Propiedades de los dispositivos y dimensiones de la placa base.

Fuente: Taylor Devices Inc.

TABLA N° 5. 22: Dimensiones de dispositivos fluido viscoso de acuerdo a capacidad.

FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)
55	17120	1.50	34.13	±3	1.67	1.31	4	3.25	4½	90
110	17130	2.00	42.00	±4	2.16	1.75	5	4.00	5½	180
165	17140	2.25	47.00	±4	2.31	1.97	6	5.10	7½	300
220	17150	2.75	48.75	±4	2.78	2.40	7½	5.88	8½	425
330	17160	3.00	51.75	±4	3.03	2.62	8	6.38	9½	550
440	17170	3.50	62.00	±5	3.56	3.06	9½	7.50	11½	900
715	17180	4.00	62.00	±5	5.56/4.60*	3.50	11¼/12¾*	8.25	13¾	1550
900	17190	5.00	74.00	±5	5.56	4.38	12¾	8.25	16¾	2650
1450	17200	6.00	84.00	±5	6.06	4.75	13¾	12.00	20¾	4100
1800	17210	7.00	88.25	±5	7.00	5.25	16¾	12.50	22¾	5500

Fuente: Taylor Devices Inc.

TABLA N° 5. 23: Dimensiones de placa base de conexión de dispositivo con brazo metálico.

FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)	"A" (IN)	"B" (IN)	"C" (IN)	"D" (IN)	PLATE THICKNESS (IN)
55	17120	1.50	31.00	±3	1.67	4	3.25	1.31	4½	100	7.00±.12	5.00±.01	†	0.81±.01	1.50±.03
110	17130	2.00	39.25	±4	2.16	5	4.00	1.75	5½	215	11.12±.12	8.00±.01	†	1.25±.01	1.50±.03
165	17140	2.25	40.00	±4	2.31	6	5.10	1.97	7½	370	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220	17150	2.75	41.25	±4	2.78	7½	5.88	2.40	8½	560	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330	17160	3.00	43.50	±4	3.03	8	6.38	2.62	9½	675	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.01	3.00±.06
440	17170	3.50	53.00	±5	3.56	9	7.50	3.06	11½	1100	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.50±.01	4.00±.06
675	17180	4.00	56.75	±5	4.60	11½	8.00	3.50	13¾	1750	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900	17190	5.00	64.75	±5	5.56	12¾	10.75	4.38	16¾	2400	**	**	**	**	**
1450	17200	6.00	69.00	±5	6.06	13¾	12.00	4.75	20¾	4250	**	**	**	**	**
1800	17210	7.00	73.50	±5	7.00	16¾	12.50	5.25	22¾	5775	**	**	**	**	**

Fuente: Taylor Devices Inc.

Las medidas de la placa base de conexión entre el dispositivo y el brazo metálico, está dada en la Tabla 5.23. Además se dan las dimensiones para los pernos y tuercas.

TABLA N° 5. 24: Dimensiones de agujeros y pernos.

TABLE J3.3 Nominal Hole Dimensions, in.				
Bolt Diameter	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-slot (Width × Length)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	1 1/16 × 2 1/2
≥ 1 1/8	d + 1/16	d + 5/16	(d + 1/16) × (d + 3/8)	(d + 1/16) × (2.5 × d)

Fuente: ANSI/AISC 360-05.

Para el diseño de los pernos se toma en cuenta que el agujero (Φ " D") de la Figura 5.24 es estándar (STD), siendo esto recomendado por la AISC para la mayoría de aplicaciones.

Para nuestros dispositivos los agujeros son:

110 Kips : Φ "D" =1,25"

165 Kips : Φ "D" =1,12"

220 Kips : Φ "D" =1,25"

Estos son superiores a 1", por lo tanto, el agujero contiene un extra de 1/16".

Entonces:

$$db + 1/16" = dh$$

Dónde:

db : Diámetro del Perno.

dh : Diámetro del agujero.

Entonces se tiene las siguientes dimensiones de los pernos:

110 Kips : Φ PERNO =1,19" $\approx 1 \frac{1}{8}$ "

165 Kips : Φ PERNO =1,058" ≈ 1 "

220 Kips : Φ PERNO =1,19" $\approx 1 \frac{1}{8}$ "

Para determinar el tipo de material de los pernos, arandelas y tuercas se han seguido las especificaciones de los códigos de diseño AISC, ASTM y

RCSC, los cuales son empleados como guía de diseño para conexiones emperradas.

Tipos de Pernos a Emplear: Los pernos de alta resistencia pueden satisfacer las disposiciones de las normas ASTM 325 y A490. Los pernos A325 son de acero con mediano contenido de carbono, tratados al calor, su resistencia mínima a la tensión es de 120 ksi (entre $\frac{1}{2}$ " y 1") y una resistencia máxima de 105 ksi (entre 1 $\frac{1}{8}$ " y 1 $\frac{1}{2}$ "). Los pernos A490 son también tratados al calor, pero son de acero aleado, tienen una resistencia mínima a la tensión entre 150 a 170 ksi para diámetros de $\frac{1}{2}$ " a 1 $\frac{1}{2}$ ".

- El grupo 1 es el más usual, se usan a altas temperaturas.
- El grupo 3 es resistente a la corrosión, son de alta resistencia.

Longitud de los pernos, tuercas y arandelas: Las dimensiones de los pernos y tuercas de alta resistencia están estandarizadas y normadas de acuerdo al código RCSC. Las dimensiones de estos se encuentran en la tabla C-2.1 de la RCSC 2004, son las que se muestran a continuación.

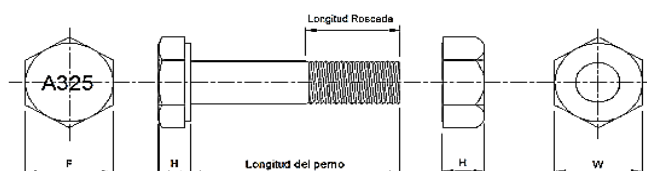


Figura 5. 20: Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia.

Fuente: RCSC-2 004.

TABLA N° 5. 25: Dimensiones estándares de pernos y tuercas.

Diámetro Nominal del Perno <i>db, in.</i>	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de Tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a través de cara plana F, <i>plg.</i>	Altura H1, <i>plg.</i>	Longitud Roscada T, <i>plg.</i>	Ancho a través de cara plana W, <i>plg.</i>	Altura H2, <i>plg.</i>
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

Fuente: RCSC-2 014.

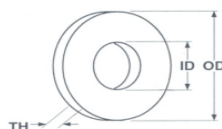
De acuerdo a la Tabla N°5.25, se fijan las dimensiones del perno en 1" y 1 1/8", que como se mencionó anteriormente serán los que se empleen en la conexión brazo metálico – disipador.

TABLA N° 5. 26: Dimensiones de los pernos de 1" y 1 1/8".

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	DIMENSIONES DEL PERNO ESTRUCTURAL			DIMENSIONES DE LA TUERCA	
		Ancho a través de la cara Plana (F)	Altura (H)	Longitud Roscada (T)	Ancho a través de la cara Plana (W)	Altura (H2)
in	1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
in	1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
in	1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 27: Dimensiones estándares de las arandelas.



Size	OD	ID	Thickness	
	Nominal	Nominal	Min.	Max.
1/4	.625	.281	.051	.080
5/16	.688	.344	.051	.080
3/8	.813	.406	.051	.080
7/16	.922	.469	.051	.080
1/2	1.063	.531	.097	.177
9/16	1.188	.625	.110	.177
5/8	1.313	.688	.122	.177
3/4	1.468	.813	.122	.177
7/8	1.750	.938	.136	.177
1	2.000	1.063	.136	.177
1 1/8	2.250	1.188	.136	.177
1 1/4	2.500	1.375	.136	.177
1 3/8	2.750	1.500	.136	.177
1 1/2	3.000	1.625	.136	.177

Fuente: ASTM F436

TABLA N° 5. 28: Dimensiones de la arandela para pernos.

DIMENSIONES DE LAS ARANDELAS				
Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Diámetro Exterior (OD)	Diámetro Interior (ID)	Espesor Máximo (THmáx)
in	1	2	1,063	0,177
in	1 1/8	2,25	1,188	0,177
in	1 1/4	2,5	1,375	0,177

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Teniendo las dimensiones de las tuercas y de la arandela podemos determinar la longitud de los pernos.

La longitud del perno es igual a la suma de las placas a unir (Grip), más los espesores de las arandelas, más el valor dado en la tabla C-2.2 del RCSC y por último se redondea al siguiente valor de ¼” para longitudes de Grip menores a 5”, e incrementamos de ½” para pernos con Grip mayores a 5” de longitud. La tabla C-2.2 del RCSC 2 004, se expresa a continuación en la tabla N°5.29.

TABLA N° 5. 29: Longitud a aumentar al Grip de acuerdo al diámetro del Perno.

Diámetro Nominal del Perno <i>db, plg.</i>	Para Determinar la Longitud requerida, Anadir al Grip, <i>plg.</i>
1/2	11/16
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
1 3/8	1 3/4
1 1/2	1 7/8

Fuente: Tabla 7.86 de RCSC-2 004

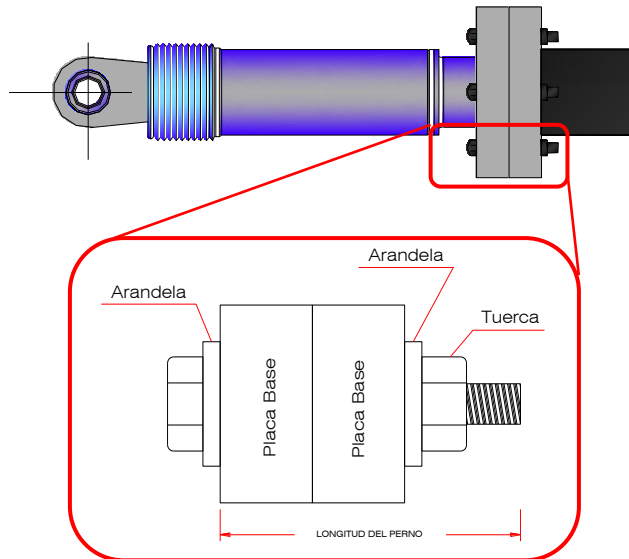


Figura 5. 21: Esquema de la longitud del perno en placa base.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

$$Long. del Perno = 2(Arandelas) + Grip + longitud Tabla 7.86$$

TABLA N° 5. 30: Longitud de pernos de dispositivo de amortiguamiento.

LONGITUD DE PERNOS						
Dispositivos	Esp. Perno (in)	Esp. Plancha Base (in)	Esp. Arandel (in)	Long. Tabla (in)	Long. Estimada (in)	Long. Final de Perno (in)
110 kip	1 1/8	1,50	0,177	1 1/2	4,854	5
165 kip	1	2,40	0,177	1 1/4	6,404	6 2/5
220 kip	1 1/8	3,00	0,177	1 1/2	7,854	8

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

El siguiente paso, es determinar las resistencias mínimas a la tensión de los pernos A325 para diámetros de las cuales, para diámetros de 1 1/8" – 1 1/2" es de 120 ksi, en consecuencia, la resistencia de diseño de cada uno de ellos será:

$$\phi R_n = \phi A_b F_u$$

Dónde:

ϕR_n : Resistencia de diseño de tracción y de corte.

ϕ : Factor de reducción de resistencia (según LRFD es 0,75).

A_b : Área bruta del perno.

$$A_b = \frac{\pi (db)^2}{4}$$

F_u : Tensión Nominal.

TABLA N° 5. 31: Resistencia de diseño de pernos de 1" y 1 1/8".

RESISTENCIA DE DISEÑO DE PERNOS								
Dispositivo	Esp,Perno (in)	Area bruta de Perno (in2)	F_u (ksi)	Resistencia Unitaria de Perno ϕR_n (kip)	Cantidad de Pernos (und)	Resistencia de Perno (A) (t)	Esf, Máx, en Dispositivo (B) (t)	Observación B < A
110 kip	1 1/8	0,994	120	89,46	4	162,32	49,9	CUMPLE
165 kip	1	0,785	120	70,69	8	256,5	74,84	CUMPLE
220 kip	1 1/8	0,994	120	89,46	8	324,64	99,79	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La cantidad de pernos queda definida por la Tabla 5.31. Para ver detalle de conexión entre brazo rígido metálico y el disipador, vea los planos que se adjuntan en Anexos.

5.1.5.2. Diseño del brazo metálico:

Los disipadores fluido viscoso se encuentran contenidos dentro de perfiles metálicos, su importancia de diseño en la variable "K" a emplear dentro del amortiguamiento. Se considerará la rigidez del brazo metálico como la rigidez del sistema de amortiguamiento por ser mucho mayor a la rigidez de la diagonal del disipador.

A continuación, se muestra la tabla con las propiedades del brazo seleccionado:

TABLA N° 5. 32: Propiedades geométricas del perfil HSS7,50x0,50.



DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES OF *ROUND HSS*

Nominal Size		Weight per Foot	Wall Thickness t	D/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot	
Outside Diameter	Wall												
in.	in.	lb.	in.		in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	ft. ²	
7.625	x	0.375	29.06	0.349	21.8	7.98	52.9	13.9	2.58	18.5	106	27.8	2.00
		0.328	25.59	0.305	25.0	7.01	47.1	12.3	2.59	16.4	94.1	24.7	2.00
		0.125	10.02	0.116	65.7	2.74	19.3	5.06	2.66	6.54	38.6	10.1	2.00
7.500	x	0.500	37.42	0.465	16.1	10.3	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1	1.96
		0.375	28.56	0.349	21.5	7.84	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8	1.96
		0.312	23.97	0.291	25.8	6.59	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9	1.96
		0.250	19.38	0.233	32.2	5.32	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7	1.96
		0.188	14.70	0.174	43.1	4.00	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3	1.96
7.000	x	0.500	34.74	0.465	15.1	9.55	51.2	14.6	2.32	19.9	102	29.3	1.83
		0.375	26.56	0.349	20.1	7.29	40.4	11.6	2.35	15.5	80.9	23.1	1.83
		0.312	22.31	0.291	24.1	6.13	34.6	9.88	2.37	13.1	69.1	19.8	1.83
		0.250	18.04	0.233	30.0	4.95	28.4	8.11	2.39	10.7	56.8	16.2	1.83
		0.188	13.69	0.174	40.2	3.73	21.7	6.21	2.41	8.11	43.5	12.4	1.83
		0.125	9.19	0.116	60.3	2.51	14.9	4.25	2.43	5.50	29.7	8.49	1.83

Fuente: Google.

Las características especificadas para el diseño son:

- Área del perfil metálico: $A=10,3 \text{ in}^2$
- Radio del Perfil metálico: $r=2,49 \text{ in}$
- Longitud del Brazo metálico: $L=174,41 \text{ in}(4,43 \text{ m})$
- Módulo de elasticidad del Acero: $E_{ac}=29\ 000 \text{ ksi}$
- Esfuerzo de fluencia: $f_y=35 \text{ ksi}$
- Resistencia en tensión: $f_u=50 \text{ ksi}$

Con los datos anteriores se procede a verificar la sección seleccionada con los esfuerzos calculados en los dispositivos:

$$F_e = \frac{E\pi^2}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{29\ 000\pi^2}{\left(\frac{174,41}{2,49}\right)^2} = 58,34 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0,658^{\frac{35}{58,34}}\right) 35 = 27,23 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A = 0,9 \times 27,23 \times 10,3 = 252,42 \text{ ksi} = 114,50 \text{ t}$$

$$\phi T_n = \phi F_y A = 0,9 \times 35 \times 10,3 = 324,45 \text{ ksi} = 147,17 \text{ t}$$

La condición para que el brazo metálico no falle en evento sísmico, son las siguientes:

$$\phi P_n > P_u \quad \text{y} \quad \phi T_n > T_u$$

TABLA N° 5. 33: Esfuerzos máximos en brazos metálicos.

ESFUERZO MÁXIMOS EN BRAZO METÁLICO				
ESFUERZO METÁLICO	BLOQUE I		BLOQUE II	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Pu (t)	96,33	-	46,89	-
Tu (t)	96,44	-	47,20	-

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La Tabla 5.33 muestra los esfuerzos máximos en los brazos metálicos de toda la edificación, todos son menores a los esfuerzos de soporte de la sección propuesta. Por lo tanto, la sección elegida satisface las sollicitaciones de esfuerzo.

5.1.5.3. Diseño de los Pernos de Conexión a la Estructura:

El perno que une la barra de conexión con las cartelas debe ser diseñado para recibir altas sollicitaciones de corte, por lo que se optó emplear un perno A490 de diámetro de 1 ½".

Las cartelas de conexión serán de 35cmx35cm, de espesor 0,06m la ubicación del agujero de conexión, se debe de ubicar de acuerdo a las recomendaciones de la AISC, y evaluarlas, para evitar fallas tipo ojal, o por tracción tal como lo muestra en la Figura 5.22.

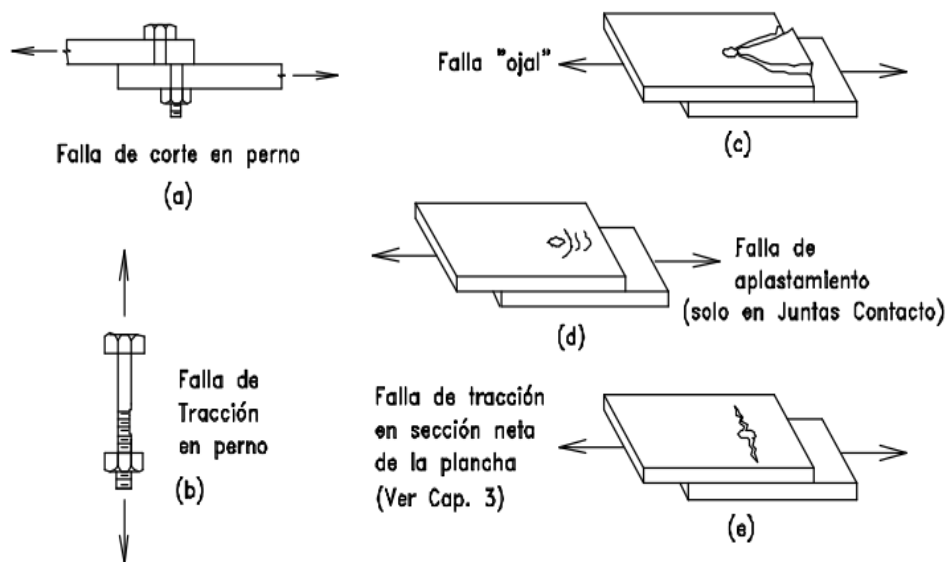


Figura 5. 22: Modos de fallas de pernos y planchas metálicas.

Fuente: AISC.

Evaluación de Resistencia por corte del perno:

Para evaluar el efecto de corte en el perno se debe usar la siguiente ecuación.

$$Rn = mA_b(0,60 F_{bu})$$

Dónde:

$0,60F_{bu}$: es la resistencia a la fractura por corte del material con que está fabricado el perno.

A_b : es el área transversal del perno.

m : es el número de áreas de corte que se encuentran en la conexión.

Evaluación de resistencia al aplastamiento de las cartelas:

Se relaciona con las deformaciones de la pieza unida alrededor del hueco. La falla tipo “ojal” está íntimamente relacionada con esta resistencia.

5.1.6. REFORZAMIENTO CON SISTEMA CFRP:

5.1.6.1. EVALUACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR REFORZAR.

Al incluir disipadores de energía en la estructura, esta con su nombre lo dice, disipa energía entrante, por lo tanto, reduce los esfuerzos en los elementos estructurales como columnas, vigas, placas, etc.

Para el diseño de elementos de concreto armado, la norma ASCE/SEI 7-10 en su numeral 18.2.2.1 nos permite reducir el espectro de respuesta por un factor B.

$$V_{min} = \frac{V}{B_{V+1}} \quad \text{además} \quad V_{min} = 0,75V$$

Donde V es cortante basal obtenida sin aplicación de disipadores de energía, y B está determinado en la Tabla 18.6-1 del ASCE/SEI 7-10 en función del amortiguamiento Efectivo.

TABLA N° 5. 34: Coeficiente de amortiguamiento
para reducir espectro.

Table 18.6-1 Damping Coefficient, B_{V-L} , B_{LD} , B_R , B_{LM} , B_{mD} , B_{mM} (Where Period of the Structure $\geq T_0$)

Effective Damping, β (percentage of critical)	B_{V-L} , B_{LD} , B_R , B_{LM} , B_{mD} , B_{mM} (where period of the structure $\geq T_0$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

Fuente: FEMA 274

Para el amortiguamiento efectivo de 20% corresponde $B=1,50$, por lo tanto, el espectro de respuesta reducido para ambos bloques es el siguiente:

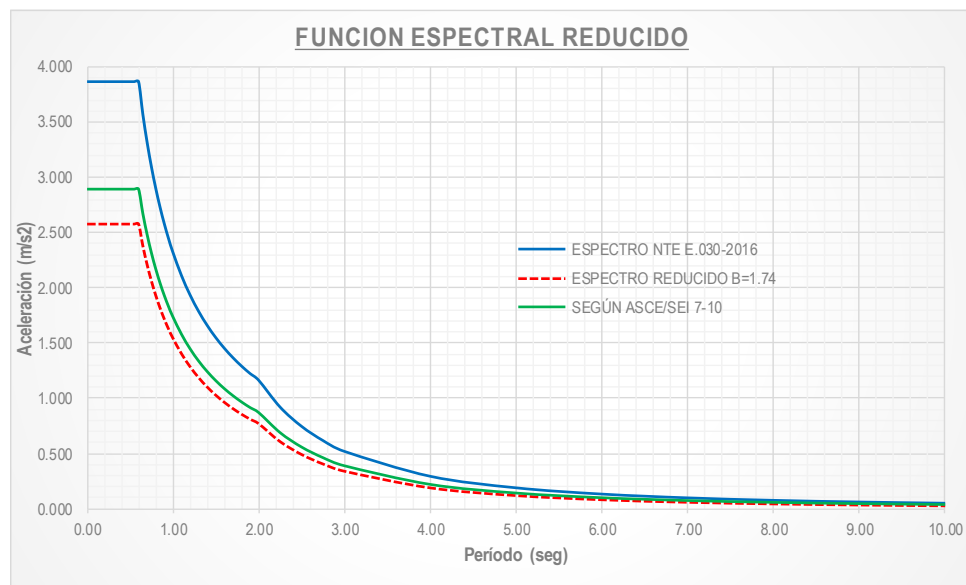


Figura 5. 23: Espectro de respuesta reducido por adición de amortiguamiento.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

El espectro reducido de la norma ASCE/SEI 7-10 es superior que el reducido por la norma peruana, conservadoramente para fines de diseño se usará la norma ASCE/SEI 7-10.

5.1.6.1.1. EVALUACIÓN DE VIGAS CON ESFUERZOS REDUCIDOS POR DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

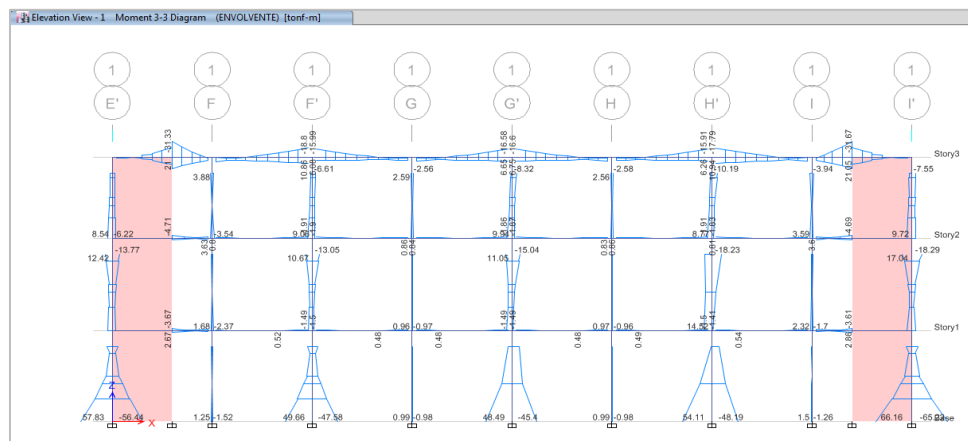


Diagrama de Momentos Últimos en el Pórtico del eje 1-1 Bloque I.

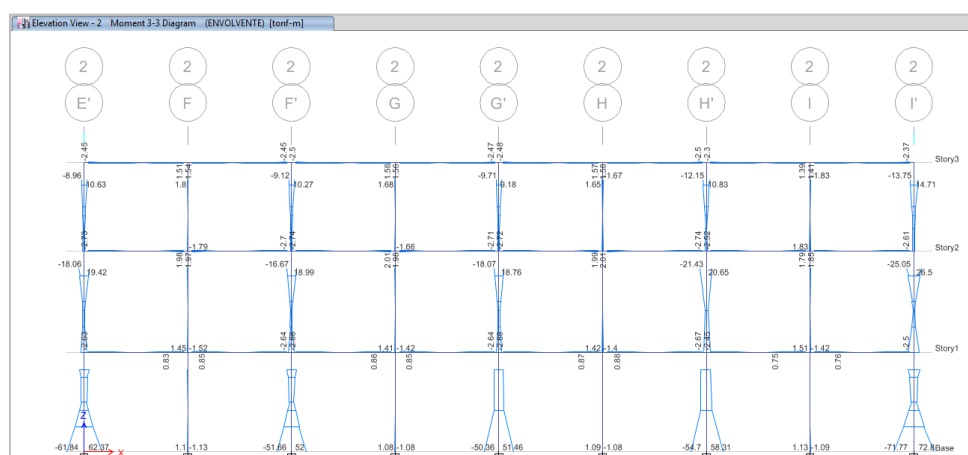


Diagrama de Momentos Últimos en el Pórtico del eje 2-2 Bloque I.

Figura 5. 24: Diagrama envoltorio de esfuerzos con espectro reducido.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 35: Evaluación de vigas del 3er nivel bloque II- disipadores de energía.

EVALUACIÓN DE REFUERZO A FLEXIÓN DE VIGAS EXISTENTES-BLOQUE II-3er NIVEL												
VIGA	Sección		UBICACIÓN	ESFUERZOS MÁXIMOS			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Ratio b/a	
	B (cm)	H (cm)		Vmáx (t)	Mmáx (+) (t-m)	Mmáx (-) (t-m)	As (+) (cm2)	As(-) (cm2)	As (+) (cm2)	As(-) (cm2)	(+)	(-)
V-204	30	60	EJE B TRAMO 2-3	4,44	1,34	-3,05	8,55	8,55	5,44	6,34	0,64	0,74
V-U	60	70	EJE C TRAMO 1'-2'	-15,90	12,20	-19,70	12,00	8,71	6,44	8,45	0,54	0,97
V-204	30	60	EJE C TRAMO 2'-3'	-12,68	2,83	-9,49	8,55	8,55	5,44	5,44	0,64	0,64
V-U	90	70	EJE D TRAMO 1'-2'	26,23	6,93	-11,30	6,00	4,00	5,40	5,40	0,90	1,35
V-204	30	60	EJE D TRAMO 2'-3'	16,26	4,77	-15,76	8,55	8,55	9,35	12,95	1,09	1,51
V-305	30	70	EJE E TRAMO 1'-2'	-15,92	12,19	-19,67	13,05	6,85	6,44	8,45	0,49	1,23
V-305	30	60	EJE E TRAMO 2'-3'	3,24	8,59	-14,13	8,55	8,55	5,44	7,20	0,64	0,84
V-309	30	20	EJE 1' TRAMO D'-E	-6,65	4,67	-4,95	5,26	7,78	4,45	4,45	0,85	0,57
V-309	30	20	EJE 1' TRAMO D-D'	10,00	4,26	-4,60	5,26	7,78	4,45	4,45	0,85	0,57
V-302	90	20	EJE 3' TRAMO D'-E	2,30	2,07	-3,04	4,65	4,65	4,83	5,19	1,04	1,12
V-304	30	60	EJE 3' TRAMO B-C	5,24	11,62	-13,20	6,00	5,26	5,72	6,53	0,95	1,24
VS_2	25	20	EJE 2 TRAMO A-B	-8,19	3,58	-4,49	4,00	4,00	7,63	10,94	1,91	2,74
VS_2	25	20	EJE 2" TRAMO A-B	4,07	1,37	-1,89	4,00	4,00	2,67	3,48	0,67	0,87
VA-2	25	20	EJE A TRAMO 2-3	1,20	1,49	-1,73	2,52	2,52	2,67	3,15	1,06	1,25

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para verificar si las vigas de la estructura requieren de reforzamiento por cortante, se procede a verificar las vigas conectadas a los muros de concreto armado.

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} bd \quad y \quad V_s = \frac{A_{vs} f_y d}{s}$$

Las vigas intermedias desde el eje F al eje I, tienen esfuerzos cortantes menores, por lo tanto, no es necesario verificar la posibilidad de reforzar el elemento con el sistema CFRP.

Entonces, para la sección V-109 (30x20) con la distribución de acero siguiente se tiene una resistencia a cortante de:

$$V_c = 0,53\sqrt{210}(30 \times 17) = 3,91 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{2 \times 0,32 \times 4 \times 200 \times 17}{20} = 2,28 \text{ t}$$

Por lo tanto, la cortante resistente de la sección es de:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$5,31 \text{ Ton} \leq 0,85(3,91 + 2,28) = 5,26 \text{ t}$$

Por lo que es necesario reforzar a cortante en las secciones con $V_u \leq 5,26 \text{ t}$.

En el caso de la viga VA-1, de sección 50x20 cm² la cortante resistente es la siguiente:

$$V_c = 0,53\sqrt{210}(50 \times 17) = 6,53 \text{ t.}$$

$$V_s = \frac{2 \times 0,32 \times 4 \times 200 \times 17}{20} = 2,28 \text{ t.}$$

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$6,60 \text{ Ton} \leq 0,85(6,53 + 2,28) = 7,49 \text{ t}$$

Por lo tanto, no requiere de reforzamiento por cortante, con la excepción del punto de unión de viga de borde con la placas adicionales, en la cual el efecto de corte es superior a la máxima resistente de la sección.

5.1.6.1.2. EVALUACIÓN DE COLUMNAS CON ESFUERZOS REDUCIDOS POR DISIPACIÓN DE ENERGÍA

BLOQUE I:

TABLA N° 5. 36: Evaluación de columnas del bloque I con dispositivos.

EVALUACIÓN DE REFUERZO DE COLUMNAS EXISTENTES-BLOQUE I-1ER NIVEL												
COLUMNA	Sección		Área Ag (cm ²)	UBCACIÓN	ENVOLVENTE			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Realación < 1
	B (cm)	H (cm)			Vmax (t)	Mmax (t-cm)	Pmax (t)	As (cm ²)	cuantía (%)	As (cm ²)	cuantía (%)	
C-2	-	90	4500	EJE F'-EJE 1	13,17	39,34	75,23	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-2	-	90	4500	EJE F'-EJE 3	15,59	41,72	107,93	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-4	-	90	3600	EJE E'-EJE 4	13,05	40,68	148,11	27,10	0,75%	66,70	1,85%	2,46
C-4	-	90	3600	EJE E'-EJE 2	17,65	45,23	77,86	27,10	0,75%	43,72	1,21%	1,61
C-5	30	30	900	EJE F-EJE 3'	0,41	0,89	91,27	19,40	2,16%	14,03	1,56%	0,72
C-5	30	30	900	EJE F-EJE 1'	-3,31	5,18	51,75	19,40	2,16%	11,67	1,30%	0,60
C-6	40	40	1600	EJE 2	-1,87	-3,31	38,83	11,40	0,71%	16,00	1,00%	1,40
C-6	40	40	1600	EJE 3	1,47	2,88	31,77	11,40	0,71%	16,00	1,00%	1,40

EVALUACIÓN DE REFUERZO DE COLUMNAS EXISTENTES-BLOQUE I-2do NIVEL												
COLUMNA	Sección		Área Ag (cm ²)	UBCACIÓN	ENVOLVENTE			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Realación < 1
	B (cm)	H (cm)			Vmax (t)	Mmax (t-cm)	Pmax (t)	As (cm ²)	cuantía (%)	As (cm ²)	cuantía (%)	
C-2	-	90	4500	EJE F'-EJE 1	13,97	22,02	50,60	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-2	-	90	4500	EJE F'-EJE 3	16,40	26,15	71,46	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-4	-	90	3600	EJE E'-EJE 4	12,86	21,16	64,99	27,10	0,75%	36,00	1,00%	1,33
C-4	-	90	3600	EJE E'-EJE 2	18,28	29,91	49,58	27,10	0,75%	36,00	1,00%	1,33
C-5	30	30	900	EJE F-EJE 3'	-0,67	-1,17	58,62	19,40	2,16%	13,34	1,48%	0,69
C-5	30	30	900	EJE F-EJE 1'	-4,78	-7,11	34,39	19,40	2,16%	22,02	2,45%	1,14
C-6	40	40	1600	EJE 2	-3,99	-5,99	18,92	11,40	0,71%	16,00	1,00%	1,40
C-6	40	40	1600	EJE 3	3,28	4,96	19,90	11,40	0,71%	16,00	1,00%	1,40

EVALUACIÓN DE REFUERZO DE COLUMNAS EXISTENTES-BLOQUE I-3er NIVEL												
COLUMNA	Sección		Área Ag (cm ²)	UBCACIÓN	ENVOLVENTE			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Realación < 1
	B (cm)	H (cm)			Vmax (t)	Mmax (t-cm)	Pmax (t)	As (cm ²)	cuantía (%)	As (cm ²)	cuantía (%)	
C-2	-	90	4500	EJE F'-EJE 1	9,53	-16,52	22,10	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-2	-	90	4500	EJE F'-EJE 3	13,93	-23,51	28,61	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-4	-	90	3600	EJE E'-EJE 4	7,28	-13,92	15,48	46,80	1,30%	36,00	1,00%	0,77
C-4	-	90	3600	EJE E'-EJE 2	15,67	-25,78	20,00	46,80	1,30%	36,00	1,00%	0,77
C-5	30	30	900	EJE F-EJE 3'	-1,38	1,83	22,95	19,40	2,16%	15,56	1,73%	0,80
C-5	30	30	900	EJE F-EJE 4'	-5,92	7,33	16,59	19,40	2,16%	41,66	4,63%	2,15
C-6	40	40	1600	EJE 2	1,33	-2,94	6,62	19,40	1,21%	16,00	1,00%	0,82
C-6	40	40	1600	EJE 3	1,46	2,99	6,60	19,40	1,21%	16,00	1,00%	0,82

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En el tercer nivel al tener menos cargas de servicio, la Tabla 5.43 muestra que solo en la columna C-6 es necesario reforzar.

BLOQUE II:

TABLA N° 5. 37: Evaluación de columnas del bloque II con dispositivos.

EVALUACIÓN DE REFUERZO DE COLUMNAS EXISTENTES-BLOQUE II-1ER NIVEL												
COLUMNA	Sección		Área Ag (cm ²)	UBICACIÓN	ENVOLVENTE			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Relación < 1
	B (cm)	H (cm)			V _{máx} (t)	M _{máx} (t-m)	P _{máx} (t)	As (cm ²)	cuantía (%)	As (cm ²)	cuantía (%)	
C-1	-	90	4500	EJE C- EJE 1'	10,05	30,66	75,57	35,40	0,79%	45,00	1,00%	1,27
C-1	-	90	4500	EJE C-EJE 2'	15,29	44,35	110,40	35,40	0,79%	45,00	1,00%	1,27
C-2	-	90	4500	EJE D-EJE 1	12,65	36,50	103,74	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-2	-	90	4500	EJE D-EJE 2	19,34	52,85	139,41	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-3	30	90	2700	EJE E- EJE 2'	-17,73	-42,71	77,38	23,40	0,87%	27,00	1,00%	1,15
C-3	30	90	2700	EJE E-EJE 1'	-9,25	-27,10	272,68	23,40	0,87%	79,60	2,95%	3,40
C-5	30	30	900	EJE C'-EJE 1'	-2,00	2,96	37,41	19,40	2,16%	9,00	1,00%	0,46
C-5	30	30	900	EJE C'-EJE 2'	2,12	3,08	69,26	19,40	2,16%	9,00	1,00%	0,46
C-1	30	30	900	EJE 2'	0,82	1,70	33,30	11,40	1,27%	9,00	1,00%	0,79
C-2	25	25	625	EJE B-EJE 2	-0,62	-0,92	36,11	5,04	0,81%	6,25	1,00%	1,24
C-2	25	25	625	EJE A-EJE 3	0,22	0,46	20,61	5,04	0,81%	6,25	1,00%	1,24
C-2	25	25	625	EJE A-EJE 2"	7,16	27,94	35,73	45,16	7,23%	45,16	7,23%	1,00

EVALUACIÓN DE REFUERZO DE COLUMNAS EXISTENTES-BLOQUE II-2DO NIVEL												
COLUMNA	Sección		Área Ag (cm ²)	UBICACIÓN	ENVOLVENTE			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Relación < 1
	B (cm)	H (cm)			V _{máx} (t)	M _{máx} (t-m)	P _{máx} (t)	As (cm ²)	Cuantía (%)	As (cm ²)	Cuantía (%)	
C-1	-	90	4500	EJE C- EJE 1'	13,64	22,11	55,55	35,40	0,79%	45,00	1,00%	1,27
C-1	-	90	4500	EJE C-EJE 2'	17,92	28,11	75,23	35,40	0,79%	45,00	1,00%	1,27
C-2	-	90	4500	EJE D-EJE 1'	15,90	23,82	79,33	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-2	-	90	4500	EJE D-EJE 2'	20,80	31,00	100,46	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-3	30	90	2250	EJE E- EJE 2'	-19,51	-29,26	55,14	23,40	1,04%	27,00	1,20%	1,15
C-3	30	90	2250	EJE E-EJE 1'	-11,98	18,71	113,17	23,40	1,04%	38,86	1,73%	1,66
C-5	30	30	1600	EJE C'-3	-3,61	-5,67	33,30	19,40	1,21%	21,24	1,33%	1,09
C-5	30	30	1600	EJE C'-1	5,09	-7,96	18,60	19,40	1,21%	34,69	2,17%	1,79
C-1	30	30	900	EJE 2"	1,23	2,27	20,93	11,40	1,27%	9,00	1,00%	0,79
C-2	25	25	625	EJE B-EJE 2	-0,96	-1,79	19,27	5,04	0,81%	6,25	1,00%	1,24
C-2	25	25	625	EJE A-EJE 3	0,46	0,81	12,73	5,04	0,81%	6,25	1,00%	1,24
C-2	25	25	625	EJE A-EJE 2"	5,05	11,61	21,73	5,04	0,81%	33,75	5,40%	6,70

EVALUACIÓN DE REFUERZO DE COLUMNAS EXISTENTES-BLOQUE II-3ER NIVEL												
COLUMNA	Sección		Área Ag (cm ²)	UBICACIÓN	ENVOLVENTE			EXISTENTE (a)		CALCULADO (b)		Relación < 1
	B (cm)	H (cm)			V _{máx} (t)	M _{máx} (t-m)	P _{máx} (t)	As (cm ²)	Cuantía (%)	As (cm ²)	Cuantía (%)	
C-1	-	90	4500	EJE C-EJE 1'	15,02	-31,19	37,24	35,40	0,79%	45,00	1,00%	1,27
C-1	-	60	4500	EJE C-EJE 2'	15,79	30,57	44,24	35,40	0,79%	45,00	1,00%	1,27
C-2	-	60	4500	EJE D-EJE 1'	17,84	-35,84	51,52	57,00	1,27%	45,00	1,00%	0,79
C-2	-	60	4500	EJE D-EJE 2'	17,17	31,32	64,76	46,80	1,04%	45,00	1,00%	0,96
C-3	30	90	2700	EJE E- EJE 2'	11,71	-22,76	36,56	23,40	0,87%	27,00	1,00%	1,15
C-3	30	90	2700	EJE E-EJE 1'	-7,73	21,31	50,14	23,40	0,87%	38,86	1,44%	1,66
C-1	30	30	900	EJE 2'	1,33	2,08	8,37	11,40	1,27%	9,00	1,00%	0,79
C-2	25	25	625	EJE B-EJE 2	-0,99	1,23	5,88	5,04	0,81%	6,25	1,00%	1,24
C-2	25	25	625	EJE A-EJE 3	0,36	-0,59	3,99	5,04	0,81%	6,25	1,00%	1,24
C-2	25	25	3375	EJE A-EJE 2"	3,12	6,83	7,64	5,04	0,15%	33,75	1,00%	6,70

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.6.2. REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON SISTEMAS CFRP.

El reforzamiento de los elementos verticales se hará en base al código de diseño ACI-440.2R-08, se seguirán los pasos antes mencionados para cada tipo de cálculo.

REFUERZO DE VIGAS ESTRUCTURALES CON CFRP:

La Tabla 5.38 muestra los resultados de cálculo de reforzamiento con FRP a flexión, en las cuales la nueva capacidad resistente supera a las condiciones de servicio de carga.

TABLA N° 5. 38: Vigas reforzadas a flexión con sistema CFRP.

NIVEL	VIGAS REFORZADAS A FLEXIÓN CON SISTEMA CFRP													
	VIGA	Sección		UBICACIÓN	ENVOLVENTE		EXISTENTE (a)		RESULTADOS DE REFORZAMIENTO CON CFRP					
		B (cm)	H (cm)		Mmáx (+) (t-m)	Mmáx (-) (t-m)	As (+) (cm2)	As (-) (cm2)	Ancho de lámina (cm)	cantidad de tiras	capas de lamina	Lg (+) (m)	Lg (-) (m)	MOMENTO RESISTENTE
BLOQUE I	V-106	30	60	EJE E' TRAMO 1-2	17,25	-19,90	13,40	5,70	30,00	1	1	-	1,40	19,96 t-m
	V-106	30	60	EJE E' TRAMO 3-4	16,02	-19,52	13,40	5,70	30,00	1	1	-	1,40	19,96 t-m
	V-106	30	60	EJE I' TRAMO 1-2	25,25	-26,70	13,40	5,70	30,00	1	2	-	1,80	26,70 t-m
	V-106	30	60	EJE I' TRAMO 2-3	20,30	-22,81	7,70	11,40	30,00	1	1	1,40	1,40	23,95 t-m
	V-106	30	60	EJE I' TRAMO 3-4	25,60	-25,80	13,40	5,70	30,00	1	2	-	1,80	19,97 t-m
	V-109	30	20	EJE 1 TRAMO E'-F	2,68	-3,48	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,25	4,06 t-m
	V-109	30	20	EJE 1 TRAMO I'-I'	2,85	-3,47	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,25	4,06 t-m
	V-109	30	20	EJE 4 TRAMO E'-F	2,67	-3,48	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,25	4,06 t-m
	V-109	30	20	EJE 4 TRAMO I'-I'	2,90	-3,46	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,25	4,06 t-m
	V-206	30	60	EJE I' TRAMO 3-4	15,72	-18,20	7,70	11,40	10,00	2	1	1,40	-	19,97 t-m
	V-209	30	20	EJE 1' TRAMO E'-F	3,93	-4,39	5,29	3,87	10,00	2	1	1,25	1,25	8,22 t-m
	V-209	30	20	EJE 1' TRAMO I'-I'	3,93	-4,39	5,29	3,87	10,00	2	1	1,25	1,25	8,22 t-m
V-209	30	20	EJE 4' TRAMO E'-F	3,93	-4,39	5,29	3,87	10,00	2	1	1,25	1,25	8,22 t-m	
V-209	30	20	EJE 4' TRAMO I'-I'	3,93	-4,39	5,29	3,87	10,00	2	1	1,25	1,25	8,22 t-m	
BLOQUE II	V-102	30	60	EJE C TRAMO 1-2	18,41	-23,68	11,40	5,70	30,00	1	2	-	1,80	24,93 t-m
	V-102	30	60	EJE C TRAMO 2-3	19,75	-22,30	5,70	13,40	30,00	1	1	1,25	-	19,96 t-m
	V-102	30	60	EJE C TRAMO 3-4	18,41	-23,67	11,40	5,70	30,00	1	2	-	1,80	24,93 t-m
	V-104	30	60	EJE D TRAMO 2-3	17,74	-22,84	5,70	14,25	30,00	1	1	1,40	-	29,10 t-m
	V-105	30	60	EJE E TRAMO 2-3	19,75	-22,30	5,70	13,40	30,00	1	1	-	1,25	19,96 t-m
	V-109	30	20	EJE 1 TRAMO C'-C'	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
	V-109	30	20	EJE 1 TRAMO D'-E	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	2	-	1,00	5,26 t-m
	V-109	30	20	EJE 4 TRAMO C'-C'	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
	V-109	30	20	EJE 4 TRAMO D'-E	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
	V-202	30	60	EJE C TRAMO 2-3	15,82	-18,37	5,70	13,40	20,00	1	1	1,40	-	16,17 t-m
	V-209	30	20	EJE 1 TRAMO C'-C'	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
	V-209	30	20	EJE 1 TRAMO D'-E	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
	V-209	30	20	EJE 4 TRAMO C'-C'	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
	V-209	30	20	EJE 4 TRAMO D'-E	2,20	-2,87	5,29	3,87	10,00	2	1	-	1,00	5,26 t-m
3°	V-U	-	-	EJE D TRAMO 3-4	-	-29,90	12,00	8,71	40,00	1	1	-	2,20	32,40 t-m

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La longitud de desarrollo (L_g) de la lámina FRP, se calcula como longitud mínima de acuerdo a lo dispuesto por el código ACI 440.2R-08.

$$L_g = \sqrt{\frac{nE_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

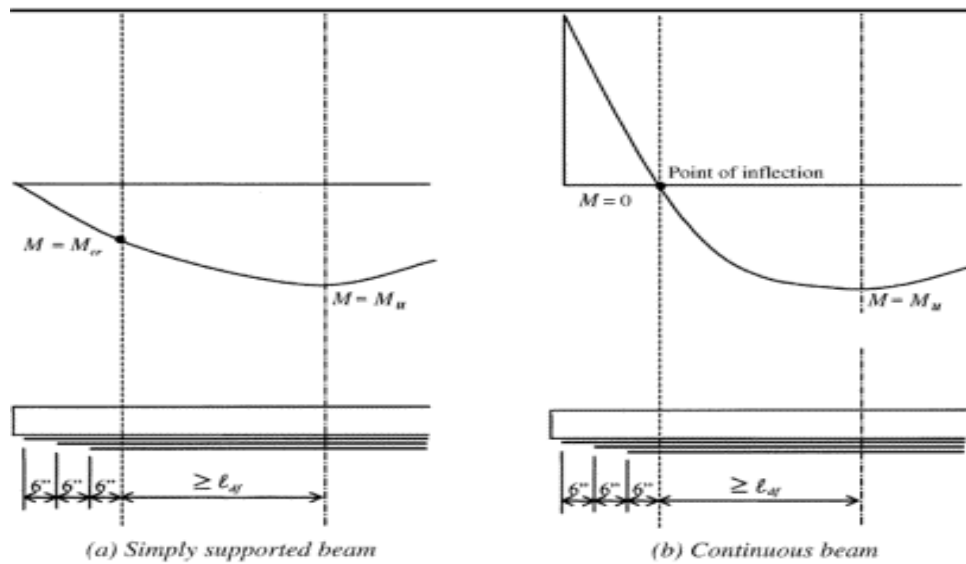


Figura 5. 25: Cálculo de longitud de desarrollo de la laminas CFRP.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

REFUERZO DE VIGUETAS DE LOSA ALIGERADA CON CFRP:

Se evalúa la losa aligerada del 1er y 2do nivel de ambos bloques bajo cargas de gravedad, el modelado de la losa se realiza en SAFE.

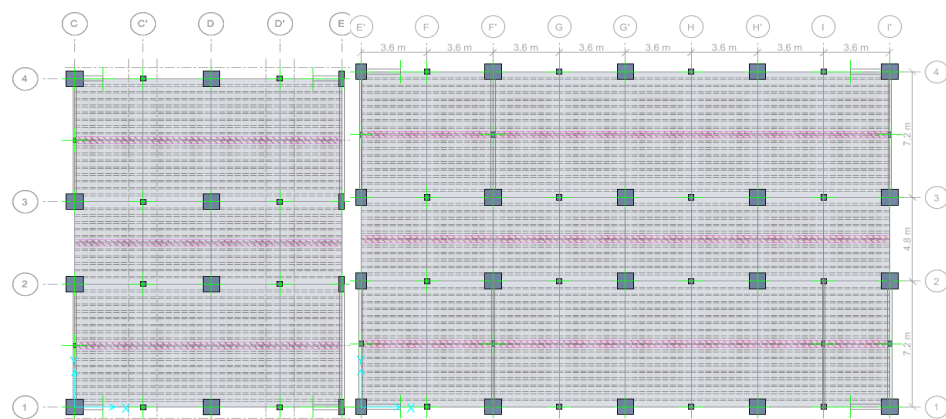


Figura 5. 26: Representación matemática de losa aligerada en SAFE.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

PRIMER NIVEL: BLOQUE I Y II

Servicio 1: Peso propio + Carga muerta permanente + Sobrecarga (para evaluar deflexión).

COMB 1: 1.4CM+1.7CV (carga ultima para diseño de acero de Refuerzo)

Al someter la losa aligerada existente a cargas de gravedad, se tiene las siguientes deformaciones tal como lo muestra las siguientes imágenes.

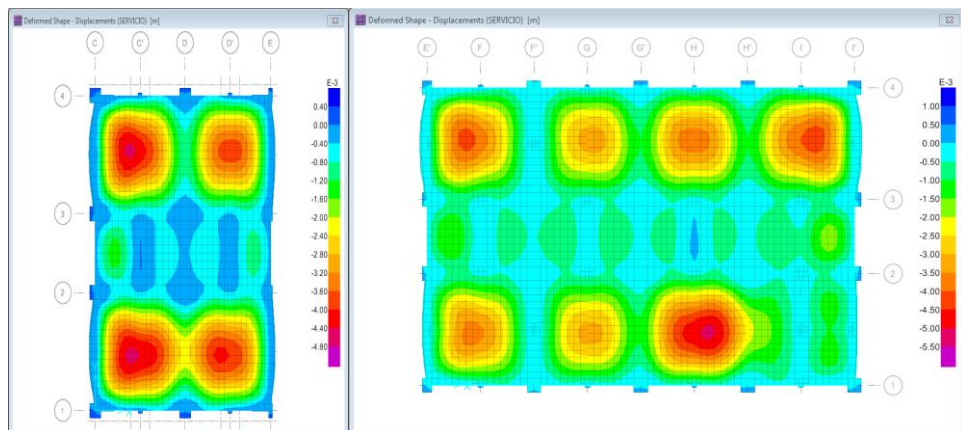


Figura 5. 27: Deflexión máxima en losa aligerada del 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Deflexión máxima en Bloque I: 5,14 mm < 9,42 mm (L/350). Deflexión

Máximo En bloque II: 4,51mm siendo menores a 9,42mm. (L/350) establecido por la NTE E.060.

La siguiente imagen muestra la distribución grafica de momentos flectores actuantes en la losa aligerada generados por la combinación de cargas de gravedad.

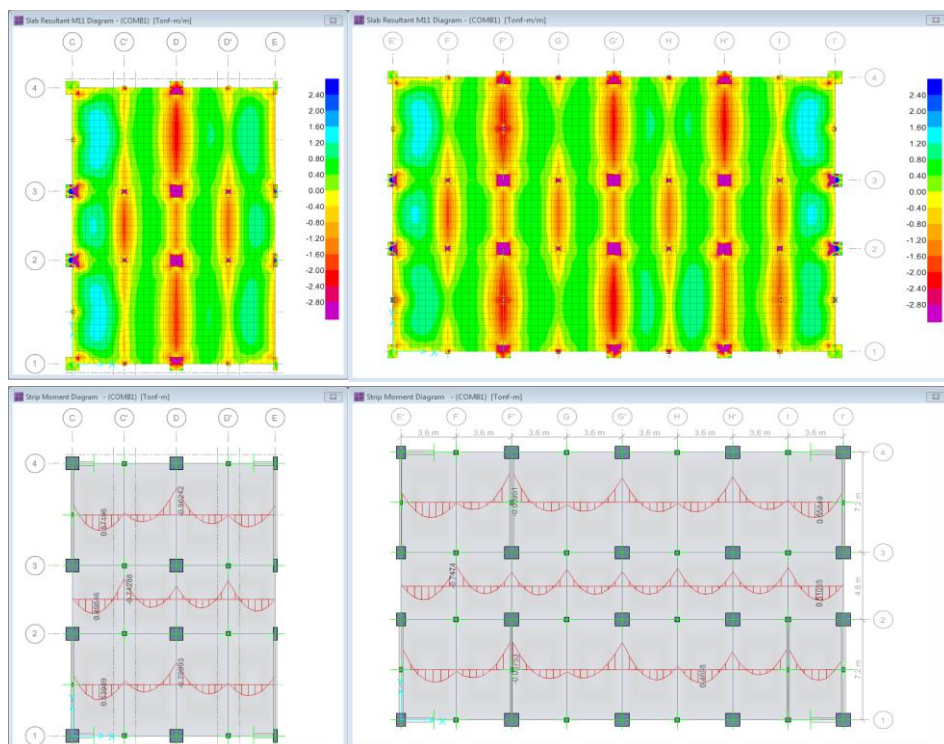


Figura 5. 28: Diagrama de Momentos en losas aligeradas del 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

BLOQUE I: $M_{\max} (-) = -1,06 \text{ t-m}$, $M_{\max} (+) = 0,56 \text{ t-m}$.

BLOQUE II: $M_{\max} (-) = -0,96 \text{ t-m}$, $M_{\max} (+) = 0,57 \text{ t-m}$.

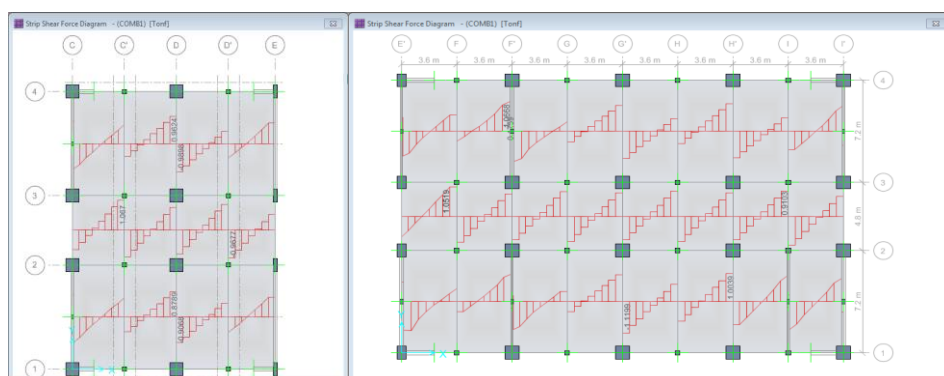


Figura 5. 29: Distribución de Cortante en losa aligerada de 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

BLOQUE I: $V_{\text{máx}} (-) = -1,12 \text{ t}$, $V_{\text{máx}} (+) = 1,07 \text{ t} < 1,14 \text{ t}$ (Resistencia de Losa $e=20\text{cm}$).

BLOQUE II: $V_{\text{máx}} (-) = -0,99 \text{ t}$, $V_{\text{máx}} (+) = 1,06 \text{ t} < 1,14 \text{ t}$ (Resistencia de Losa $e=20\text{cm}$).

Los mayores esfuerzos se dan en los ambientes de auditorio ubicado entre los ejes G'-I' y 1-2.

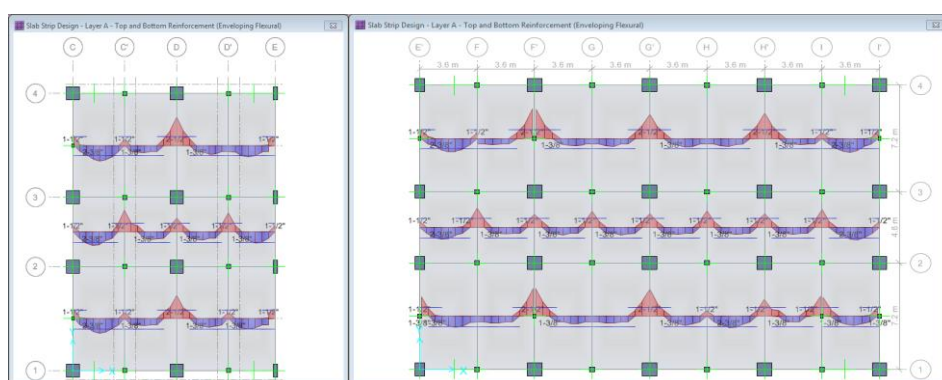


Figura 5. 30: Distribución de acero de refuerzo primer nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

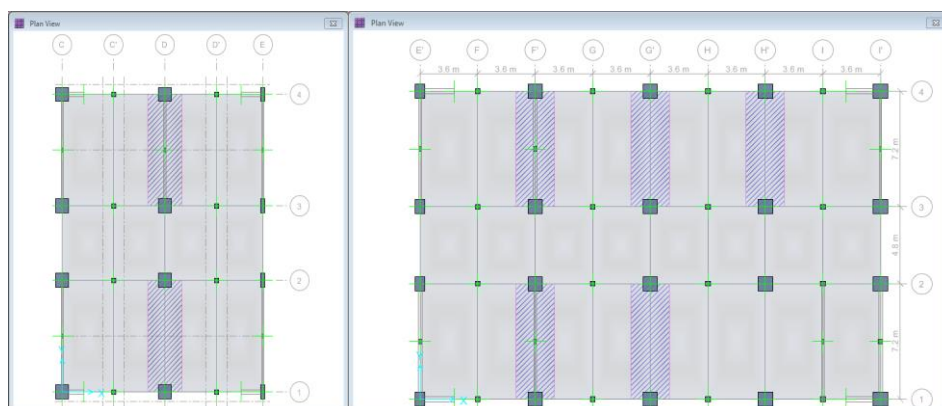


Figura 5. 31: Zonas de reforzamiento de aligerado 1er Nivel con CFRP.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para el reforzamiento estructural de las losas aligeradas, se plantea el uso de material CFRP de SikaCarbodur S1012, siendo comercial la venta de láminas de 5 y 10cm de ancho, por lo tanto, se usará láminas de 10 cm de ancho por 2 m de longitud, con esto se satisfacen las necesidades de demanda de cargas.

SEGUNDO NIVEL: BLOQUE I Y II

La losa aligerada del 2do nivel sufrió cambios en el bloque II, siendo está destinada a aulas, corredor y oficinas de decanato, hoy en día se hace uso como aulas y auditorio, por lo tanto, varia su uso e se incrementa las sobrecargas.

Las siguientes imágenes muestran las deflexiones que sufren las losas aligeradas en el segundo nivel, llegando así a una deflexión máxima de 5,36mm.

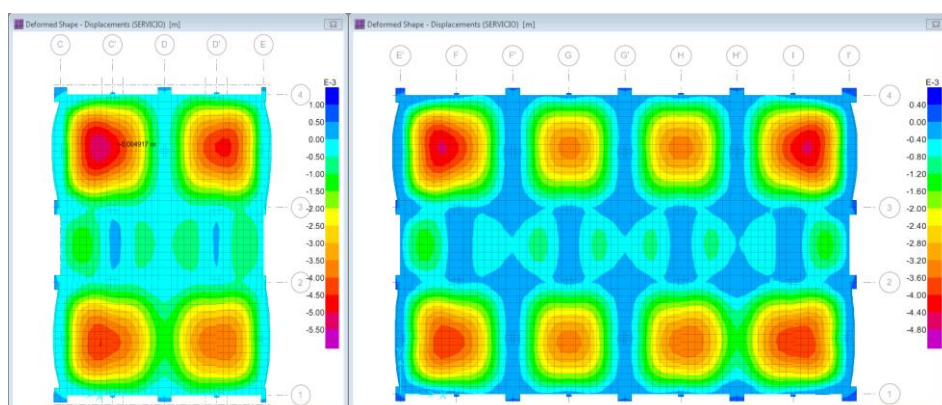


Figura 5. 32: Deflexión máxima de losa aligerada reforzada 2do nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Deflexión máxima por CARGA DE SERVICIO en Bloque I es 5,36mm y en Bloque II 4,8mm siendo menores que la deflexión máxima permitida por la norma peruana el cual es 9,43 mm (L/350).

La distribución de momentos se ve en las siguientes imágenes, en la cual los momentos negativos superan a los momentos positivos.

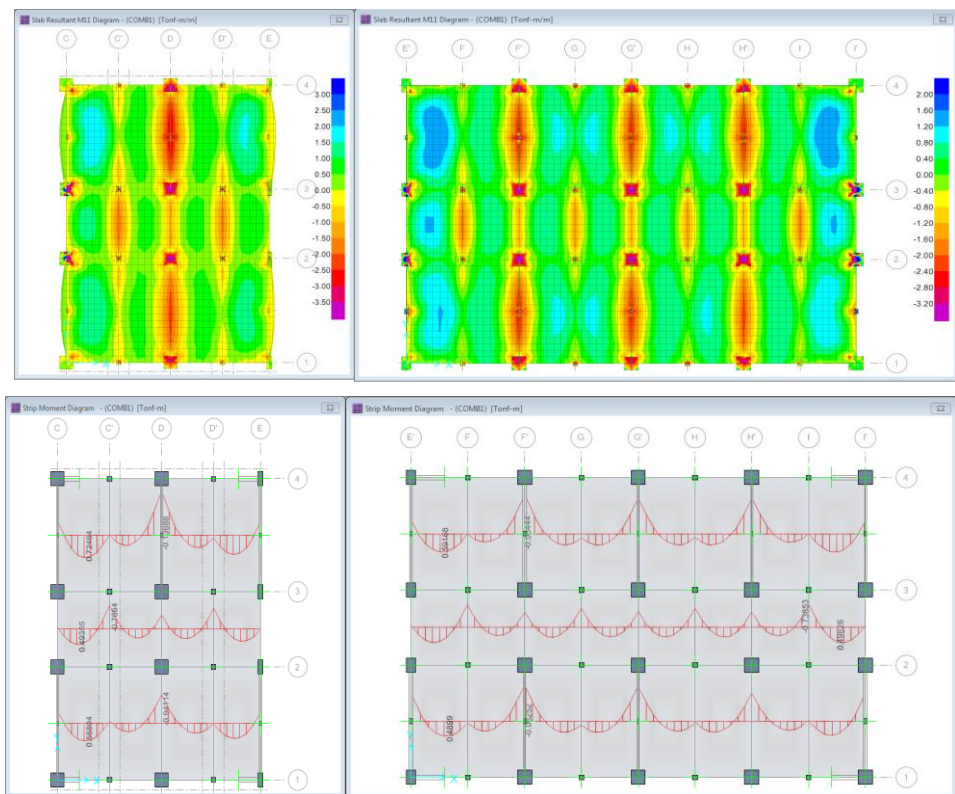


Figura 5. 33: Diagrama de Momentos de losa aligerada del 2do nivel.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

BLOQUE I: $M_{\text{máx}} (-) = -1,15 \text{ t-m}$, $M_{\text{máx}} (+) = 0,59 \text{ t-m}$.

BLOQUE II: $M_{\text{máx}} (-) = -1,34 \text{ t-m}$, $M_{\text{máx}} (+) = 0,72 \text{ t-m}$.

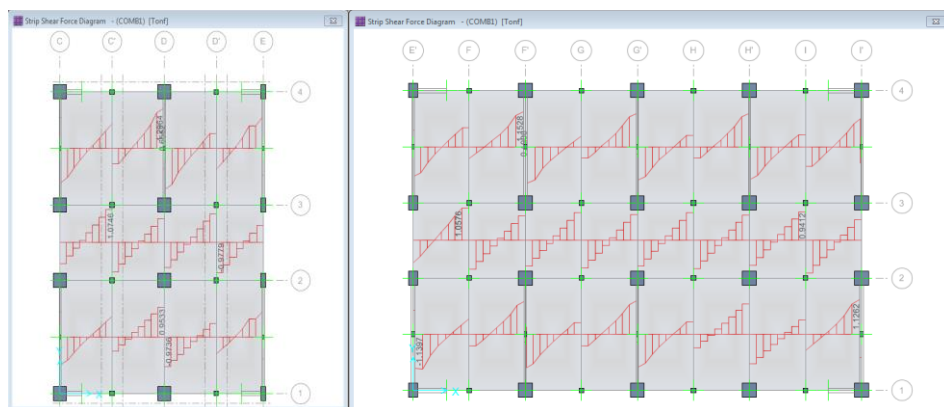


Figura 5. 34: Diagrama de Cortante en losa aligerada del 2do nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

BLOQUE I: $V_{\max} (-) = -1,18 \text{ t}$, $V_{\max} (+) = 1,15 \text{ t}$. $> 1,14 \text{ t}$ (Resistencia de Losa $e=20 \text{ cm}$).

BLOQUE II: $V_{\max} (-) = -1,32 \text{ t}$, $V_{\max} (+) = 1,29 \text{ t}$. $> 1,14 \text{ t}$ (Resistencia de Losa $e=20\text{cm}$).

La falla por cortante se da en la zona del auditorio.

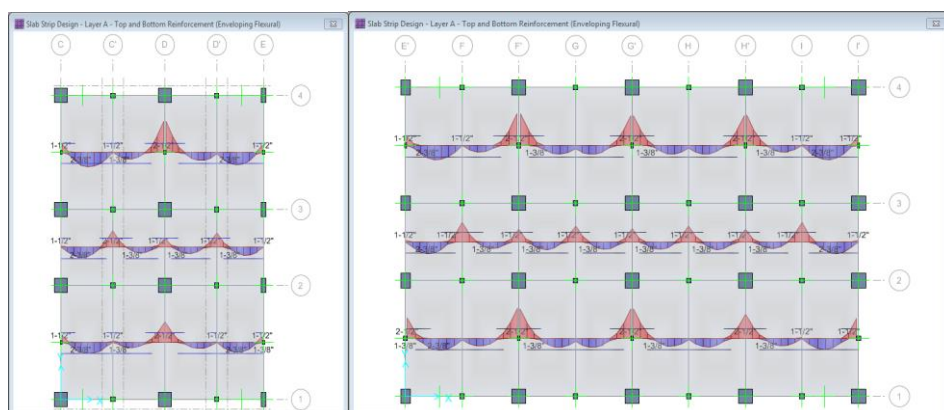


Figura 5. 35: Distribución de acero longitudinal en losa aligerada del 2do nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Se ha verificado que las losas aligeradas en el 2do nivel no superan la demanda de cargas de servicio, por lo tanto, requieren de un reforzamiento o adición de acero longitudinal.

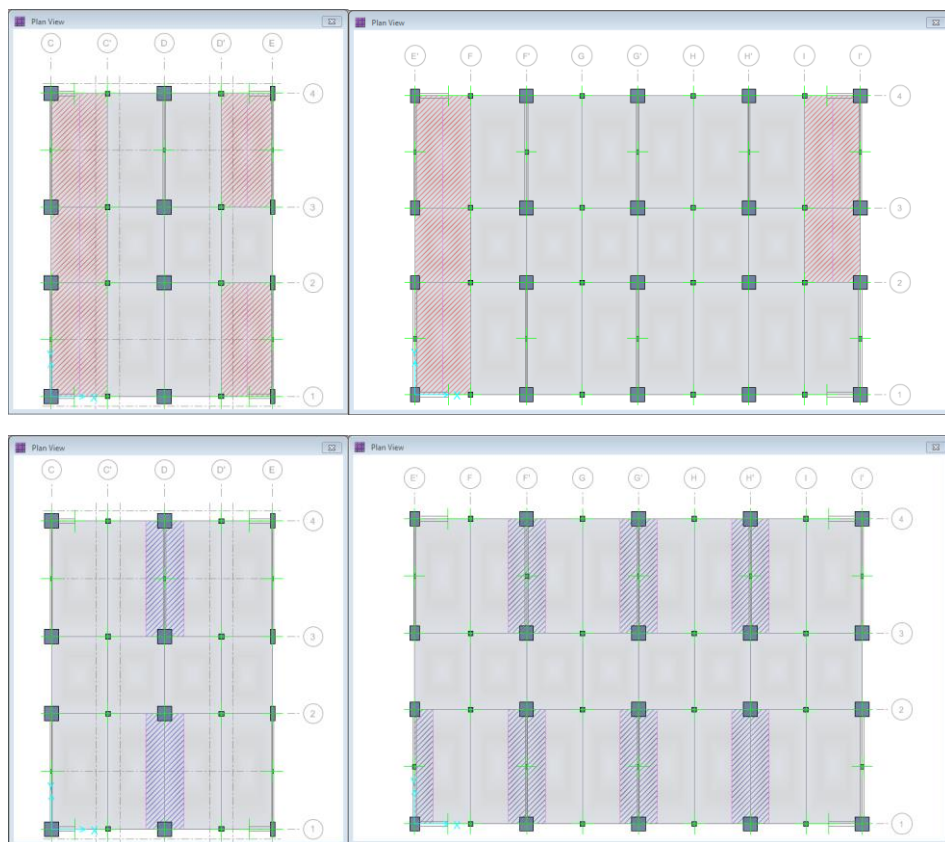


Figura 5. 36: Zonas de reforzamiento de aligerado 2do nivel con CFRP.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Las franjas de color rojo que se extiende en la luz libre de la losa, se debe reforzar o adicionar tiras de 10 cm x 2 m de material fibra de carbono. Y

Al adicionar el Sika Carbodur S1012 con propiedades antes mencionados, en tiras de 10 cm, el momento nominal será de 1,79 t-m, superando de esta manera el momento último de diseño.

TABLA N° 5. 39: Reforzamiento de losas aligeradas de la ESOB con CFRP.

REFORZAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGUETAS DEL BLOQUE I Y II- 1ER NIVEL													
ÍTEM	UBICACIÓN	CARGAS DE		CARGAS ÚLTIMAS		ACERO		RESULTADOS DE REFORZAMEINTO CON FRP					
		CM (t-m)	CV (t-m)	Mumáx (+) (t-m)	Mumáx (-) (t-m)	As (+) (cm2)	As(-) (cm2)	Ancho de lámina (cm)	Cantidad de tiras	Capas de lamina	Lg (+) (m)	Lg (-) (m)	Momento Resistente
ZONA POSITIVA													
1	TRAMO C-C' en 1-2	0,20	0,10	0,54	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
2	TRAMO C-C' en 2-3	0,20	0,16	0,50	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
3	TRAMO C-C' en 3-4	0,20	0,10	0,57	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
4	TRAMO E'-F en 2-3	0,20	0,16	0,49	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
5	TRAMO E'-F en 3-4	0,20	0,08	0,55	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
6	TRAMO H-H' en 1-2	0,20	0,16	0,47	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
7	TRAMO I-I' en 3-4	0,20	0,08	0,55	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
8	TRAMO I-I' en 2-3	0,20	0,16	0,55	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
ZONA NEGATIVA													
9	APOYO D en 1-2	0,20	0,10	-	-0,80	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
10	APOYO D en 3-4	0,20	0,10	-	-0,96	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
11	APOYO F' en 1-2	0,20	0,08	-	-0,97	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
12	APOYO F' en 3-4	0,20	0,08	-	-1,04	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
13	APOYO G' en 1-2	0,20	0,10	-	-0,98	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
14	APOYO G' en 3-4	0,20	0,10	-	-0,89	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
15	APOYO H' EN 3-4	0,2	0,10	-	-0,93	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m

REFORZAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGUETAS DEL BLOQUE I Y II- 2DO NIVEL													
ÍTEM	UBICACIÓN	CARGAS DE SERVICIO		CARGAS ÚLTIMAS		ACERO EXISTENTE		RESULTADOS DE REFORZAMEINTO CON FRP					
		CM (t-m)	CV (t-m)	Mumáx (+) (t-m)	Mumáx (-) (t-m)	As (+) (cm2)	As(-) (cm2)	Ancho de lámina (cm)	cantidad de tiras	capas de lamina	Lg (+) (m)	Lg (-) (m)	Momento Resistente
ZONA POSITIVA													
1	TRAMO C-C' en 1-2	0,20	0,16	0,57	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
2	TRAMO C-C' en 2-3	0,20	0,16	0,49	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
3	TRAMO C-C' en 3-4	0,20	0,08	0,72	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
4	TRAMO D'-E en 1-2	0,20	0,08	0,48	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
5	TRAMO D'-E en 3-4	0,20	0,16	0,63	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
6	TRAMO E'-F en 1-2	0,20	0,16	0,49	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
7	TRAMO E'-F en 2-3	0,20	0,16	0,48	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
8	TRAMO E'-F en 3-4	0,20	0,08	0,59	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
9	TRAMO I-I' en 3-4	0,20	0,08	0,50	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
10	TRAMO I-I' en 2-3	0,20	0,16	0,59	-	0,71	-	10,00	1,00	1,00	2,00	-	1,74 t-m
ZONA NEGATIVA													
11	APOYO D en 1-2	0,20	0,10	-	-0,94	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
12	APOYO D en 3-4	0,20	0,16	-	-1,34	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
13	APOYO E' en 1-2	0,20	0,08	-	-0,78	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	1,00	1,79 t-m
14	APOYO F' en 1-2	0,20	0,08	-	-1,10	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
15	APOYO F' en 3-4	0,20	0,08	-	-1,12	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
16	APOYO G' en 1-2	0,20	0,10	-	-1,04	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
17	APOYO G' en 3-4	0,20	0,10	-	-1,02	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
18	APOYO H' EN 1-2	0,2	0,10	-	-0,91	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m
19	APOYO H' EN 3-4	0,2	0,10	-	-1,07	-	1,29	10,00	1,00	1,00	-	2,00	1,79 t-m

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.1.7. REFORZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN:

Durante la evaluación de las cimentaciones, se demostró que las secciones de estas son insuficientes, por lo tanto, se procede a ensanchar y recalzar las zapatas de la siguiente manera:

- La zapata Z-1 : 1,00x1,00m² ensanche a ZR-01: L,50x1,50m².
- la zapata Z-2 : 1,65x1,65m² ensanche a ZR-02: 2,15x2,15m².
- La zapata Z-2 : 1,65x1,65m² ensanche a ZR-03: 2,15x3,30m².

Además, debido a la presencia de cargas sísmicas en la evaluación, se plantea incrementar vigas de cimentación V-30x60 en todo el perímetro de la estructura y en tramos intermedios para controlar las cargas sísmicas en ambas direcciones de análisis.

Los detalles se encuentran en el plano ER1-01 de cimentaciones, se ubica en Anexos.

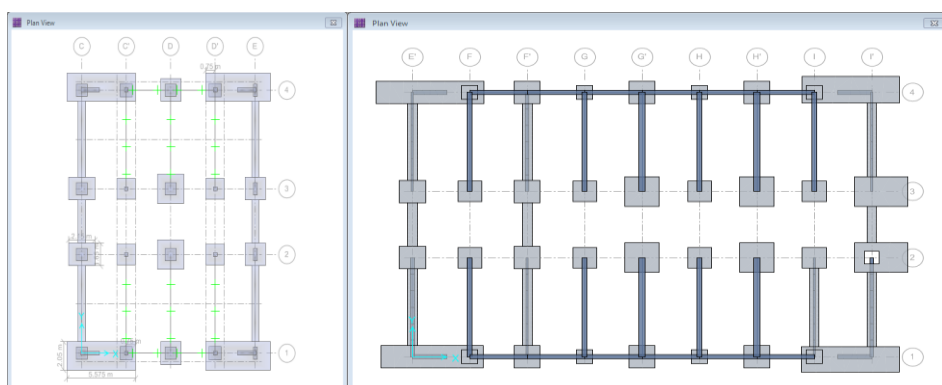


Figura 5. 37: Reforzamiento de cimentación con vigas de cimentación y ensanche de zapatas.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

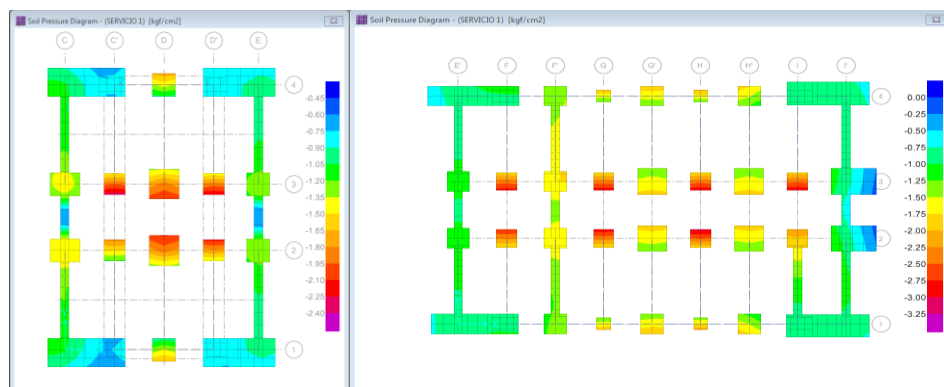


Figura 5. 38: Presiones máximas por cargas de SERVICIO 1.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Con las solicitaciones de carga del Servicio1, se obtienen las siguientes presiones:

$$Q_u = 2,90 \text{ kg/cm}^2 < 2,92 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE.}$$

$$Q_u = 2,334 \text{ kg/cm}^2 < 2,92 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE.}$$

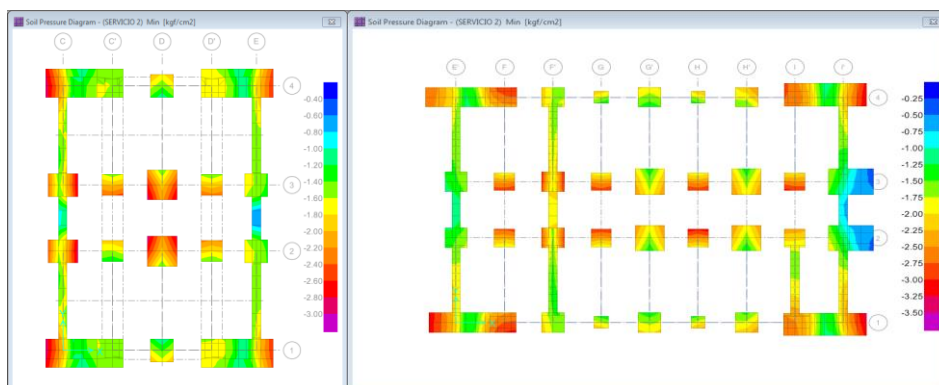


Figura 5. 39: Presiones máximas por cargas de SERVICIO 2 X-X.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

$$Q_u(+) = 3,06 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } Q_u(-) = 3,40 \text{ kg/cm}^2 < 3,796 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE.}$$

$$Q_u(+) = 2,292 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } Q_u(-) = 2,991 \text{ kg/cm}^2 < 3,7 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CUMPLE.}$$

5.2. SEGUNDA ALTERNATIVA: REFORZAMIENTO TRADICIONAL EN CONCRETO ARMADO.

5.2.1. BREVE DESCRIPCIÓN.

5.2.1.1. Características generales del edificio ESOB.

Número de pisos	: 3 pisos
Resistencia promedio del concreto f_c	: 210 kg/cm ²
Resistencia a fluencia del acero f_y	: 4 200 kg/cm ²
Altura primer y segundo nivel	: 3,50 m
Altura tercer piso	: 3,05 m

5.2.1.2. Re-estructuración del edificio ESOB.

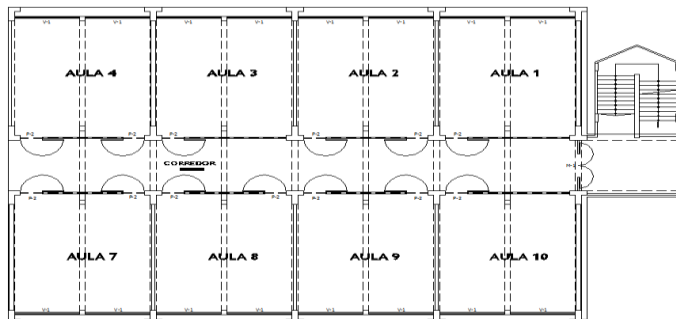
En función de los defectos encontrados en la etapa de evaluación se realizan cambios en la configuración estructural de ambos bloques del edificio ESOB.

Reducir excentricidad entre centro de masa y centro de rigidez. - El bloque I se independiza de la caja de escaleras, quedando separadas por una junta. En el bloque II se decide demoler el área de SSHH y escalera, área muy deteriorada.

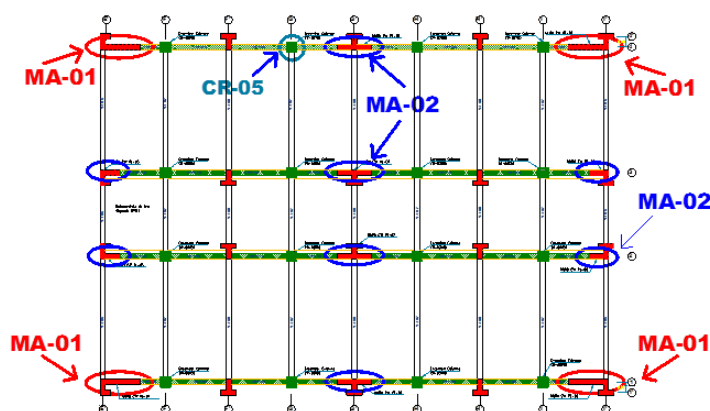
Incrementar rigidez lateral. - Para ambos bloques: En el sentido X-X, se adicionan muros de concreto armado de espesor $E=0,30m$, distribuidos

de forma simétrica; se independizan y confinan los tabiques de albañilería en los ejes 1, 2, 3 y 4; en el sentido Y-Y se reemplazan los muros dañados existentes por nuevos muros de cabeza, procurando una distribución simétrica de los mismos; realizar un recrecido de sección de vigas V-109 y V-110, y de columnas C-5.

Las medidas tomadas permiten eliminar las irregularidades en planta de esquina entrante y de diafragma, garantizar un comportamiento traslacional durante un sismo y se incrementa la rigidez lateral en ambos ejes ortogonales.



BLOQUE I: VISTA EN PLANTA DE EDIFICIO EXISTENTE



BLOQUE I: VISTA EN PLANTA DE EDIFICIO REFORZADO.

Figura 5. 40: Reestructuración de bloque I.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

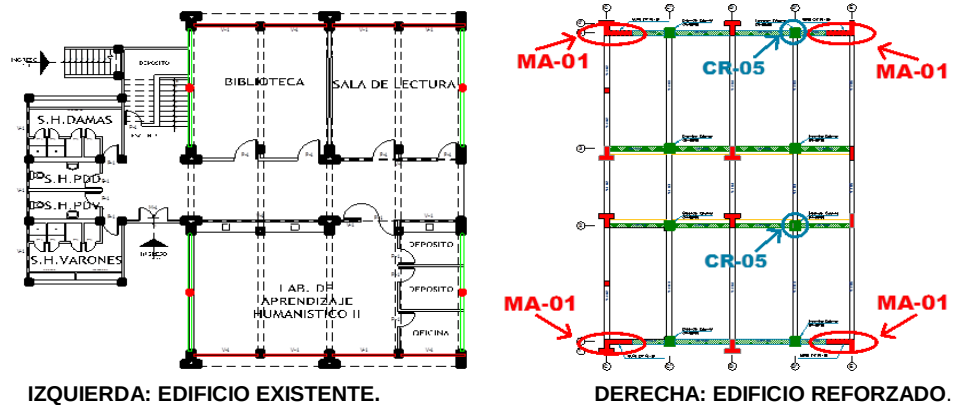


Figura 5. 41: Reestructuración de bloque II
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.3. Nuevas secciones de Concreto Armado:

Muros de concreto armado

La adición de muros de concreto armado en la dirección X-X permite controlar los desplazamientos laterales excesivos y limitarlo a la junta de 5 cm existente, el cual es el límite de desplazamiento considerado para evitar contacto entre los dos bloques del pabellón de la ESOB.

Se adiciono los siguientes muros de concreto armado en las esquinas y el centro de los ejes 1-1, 2-2, 3-3 y 4-4. Se incrementó muros de 30 cm de espesor, MA-01 de 2,00m y MA-02 de 1,00m, ubicadas simétricamente tal como lo muestra la siguiente figura 5.54A y 5.54B.

Encamisado de columna y viga:

Las nuevas secciones de concreto armado fueron definidas en la herramienta Section Designer del programa ETABS. Las columnas C-05

de 30x30 se encamisan con concreto de 15 cm de espesor, alcanzando una nueva sección CR-05 de 60x60cm.

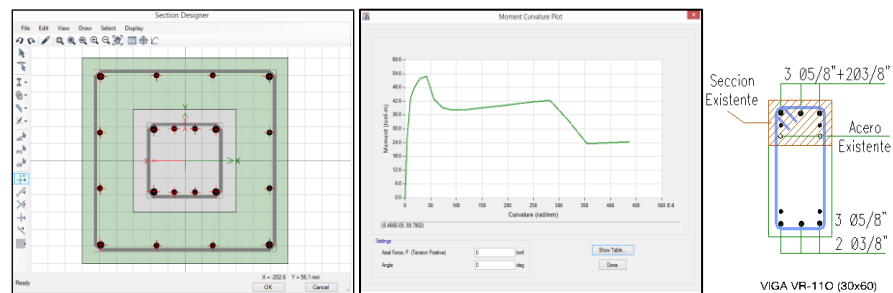


Figura 5. 42: Encamisado de columna C-5 y vigas peraltados.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

También se propone demoler las vigas secundarias V-109, V-209, V-110 y V-210, y reemplazarlas por vigas de VR-30X60, con el cual se intenta formar marcos de concreto rígido en los ejes 1, 2, 3 y 4 de ambos bloques. Además, las vigas reforzadas permitirán absorber el cortante adicional generado por los nuevos muros de concreto armado propuestos.

5.2.1.4. Parámetros sísmicos y de análisis

A consecuencia de la restructuración expuesta, los bloques I y II presentan los siguientes parámetros sísmicos:

- $Z = 0,45$ (Zona 4 – Tacna-Tacna)
- $U = 1,50$ (Categoría A2: Edificación Importante)
- $S = 1,05$ ($T_p = 1,0$ $T_I = 1,60$ Suelos Blandos)
- $g = 9,81$ (Aceleración de la gravedad m/s^2)

- $C = 2,5 \times (T_p / T)$; $C \leq 2,5$
- $R_x=4,5$ (S. Muros Estructurales, Irreg. Piso Blando 0,75)
- $R_y=3,0$ (Sistema de Albañilería, Regular)

A. SECCIONES AGRIETADAS

El RNE-E030-2016 no exige el análisis sísmico considerando secciones agrietadas (E-030. sec.4.2), pero el edificio en estudio presenta las siguientes características:

- El edificio ESOB actualmente es un edificio existente con más de 25 años de servicio. Se está realizando un análisis para fines de reforzamiento estructural.
- Ha afrontado con importantes daños el sismo de junio del 2 001. De este modo presenta fisuración en sus columnas, en algunos nudos viga-columna, y losa.

TABLA N° 5. 40: Secciones agrietas en edificios.

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed ^b	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Fuente ASCE/SEI 41-13.

En consecuencia, el análisis para todo elemento estructural existente debe realizarse considerando el agrietamiento o la rigidez efectiva, se usarán los siguientes factores:

B. ESPECTRO DE RESPUESTA INELÁSTICO:

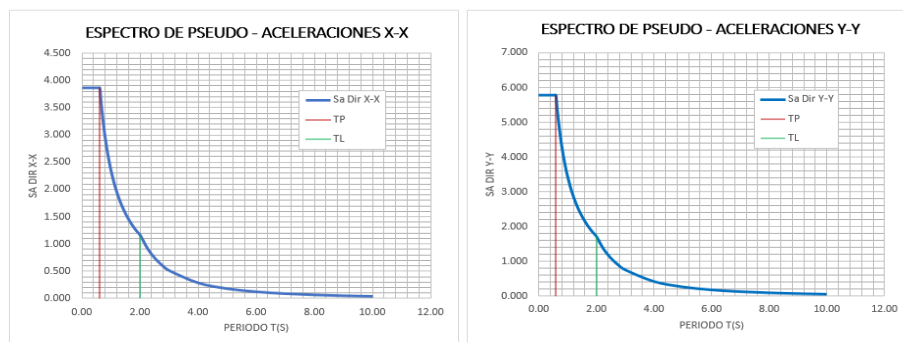


Figura 5. 43: Espectro de respuesta del edificio ESOB.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO ESOB CON REFORZAMIENTO:

BLOQUE I.

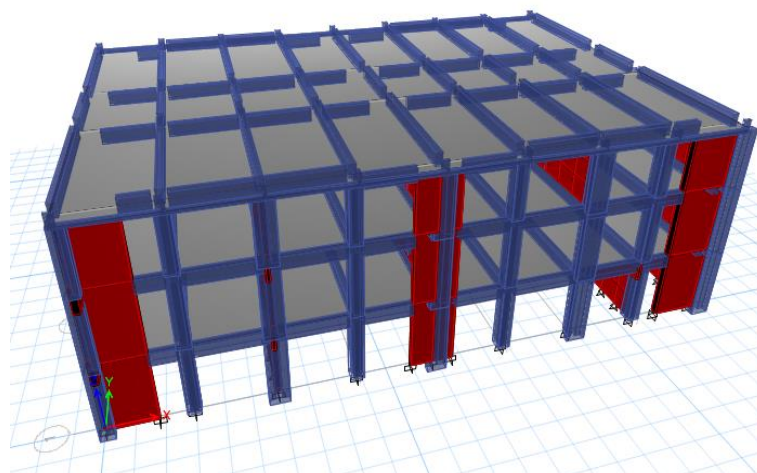


Figura 5. 44: Modelo matemático del bloque I reforzado.
Fuente: Elaboración propio.

5.2.1.1. PESO DE LA EDIFICACIÓN.

El edificio es de categoría A2, y según E-030 el peso de la estructura se calcula de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$P = PP + CM + 0,5 * C.Viva + 0,25 * CV.Techo$$

En consecuencia se tiene:

TABLA N° 5. 41: Determinación de peso del edificio estudiado.

CARGAS					CÁLCULO DE PESO DEL EDIFICIO			
PISO	CM (t)	ACAB, (t)	CV (t)	C,V,AZ (t)	100%(CM+ACAB) (t)	50%CV (t)	25%CV AZ (t)	PESO (t)
3°	333,08	202,78	0,00	70,50	535,86	0,00	17,63	553,49
2°	360,59	291,06	158,98	0,00	651,65	79,49	0,00	731,14
1°	334,71	321,61	164,16	0,00	656,32	82,08	0,00	738,40
PTOTAL=								2023,03

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.2. ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA

Se aplicará el reglamento RNE-E030 -2016, ítem 4.5 para definir las fuerzas estáticas equivalentes.

a. Periodos de Vibración:

Tras la restructuración realizada al bloque II se tiene una planta rígida que asegura reducir desplazamientos excesivos en cada dirección, muy diferente a la estructura original que presentaba desplazamientos excesivos por la deficiente rigidez, más adelante se demostrará que se cumple con la deriva máxima ordenada por el RNE E 030.

TABLA N° 5. 42: Periodos de vibración del bloque I.

PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN				
Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia Circular (rad/s)	Eigenvalue (rad ² /s ²)
1	0,19	5,33	33,50	1 122,39
2	0,17	6,05	38,00	1 444,16
3	0,13	7,68	48,23	2 326,58
4	0,06	18,14	113,95	12 983,47
5	0,05	19,60	123,18	15 172,38
6	0,04	22,63	142,19	20 219,40
7	0,03	30,68	192,74	37 150,44
8	0,03	35,98	226,05	51 099,80
9	0,03	39,26	246,70	60 862,61

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

b. Análisis estático dirección X.

TABLA N° 5. 43: Estimación de fuerzas estáticas de sismo del bloque I en X-X.

Nivel	P (Ton)	h (m)	$P_i(h_i)$	α	Fy= α ,V
3°	553,49	10,05	5,562,57	0,42	317,45
2°	731,13	7,00	5,117,91	0,39	292,08
1°	738,40	3,50	2,584,40	0,20	147,49
V _{xx} (t) =		757,02	13,264,88		

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

c. Análisis estático dirección Y.

TABLA N° 5. 44: Estimación de fuerzas estáticas de sismo del bloque I en Y-Y.

Nivel	P (Ton)	h (m)	$P_i(h_i)$	α	Fy= α ,V
3°	553,49	10,05	5,562,57	0,42	667,65
2°	731,13	7,00	5,117,91	0,39	614,28
1°	738,40	3,50	2,584,40	0,20	310,19
V _{yy} (t) =		1 592,12	13,264,88		

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.3. Análisis dinámico del bloque I.

Se realiza de acuerdo al reglamento RNE-E030 -2016, ítem 4.6. El análisis dinámico espectral es aplicable a todo tipo de edificio calificado como irregular. La respuesta máxima elástica esperada (r), consecuencia de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) se calcula mediante COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA CQC

a. Periodos fundamentales y modos de vibración

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, tomándose en cuenta por los menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis. A continuación se presentan los modos de vibración con sus respectivos periodos predominantes para cada dirección

TABLA N° 5. 45: Periodos de vibración del bloque I.

PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS						
Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,188	0,802	0,000	0,000	0,802	0,000
2	0,165	0,000	0,893	0,000	0,802	0,893
3	0,130	0,000	0,006	0,000	0,802	0,898
4	0,055	0,000	0,079	0,000	0,802	0,978
5	0,051	0,161	0,000	0,000	0,963	0,978
6	0,044	0,000	0,000	0,000	0,963	0,978
7	0,033	0,000	0,015	0,000	0,963	0,993
8	0,028	0,030	0,000	0,000	0,993	0,993
9	0,025	0,000	0,000	0,000	0,993	0,993

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Los periodos presentados fueron calculados considerando la rigidez efectiva K_e de los elementos. Nótese que el comportamiento presentado es predominantemente traslacional.

b. Cortantes basal por análisis dinámico.

TABLA N° 5. 46: Fuerza cortante dinámico del bloque I.

CORTANTE BASAL DINÁMICO BLOQUE I						
Story	Load Case	Vx (t)	Vy (t)	T (t-m)	Mx (t-m)	My (t-m)
Story 1	ESPECTROXMax	640,69	1,35	6 725,17	8,99	4 706,50
Story 1	ESPECTROYMax	2,61	1 362,42	22 438,39	9 602,46	19,13

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

c. Cortantes mínimo en la base para fines de diseño

De acuerdo al RNE – E-030 Se debe calcular el cortante mínimo en la base en razón del cortante estático y condición de regularidad del edificio:

TABLA N° 5. 47: Evaluación del cortante basal estático y dinámico en bloque I en X-X.

EVALUACIÓN DE CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO - BLOQUE I X-X								
Story	Load Case	Vx (t)	Vy (t)	T (t-m)	Mx (t-m)	My (t-m)	% Alcanzado > 90 %	F.S.
Story 1	ESPECTROXMax	640,69	1,35	6 725,17	8,99	4 706,50	84,61%	1,06
Story 1	SIS-EST X	757,20	0,00	7 274,69	0	5 494,61	100%	1,00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 48: Evaluación del cortante basal estático y dinámico en bloque I en Y-Y.

EVALUACIÓN DE CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO - BLOQUE I Y-Y								
Story	Load Case	Vx (t)	Vy (t)	T (t-m)	Mx (t-m)	My (t-m)	% Alcanzado > 80 %	F.S.
Story 1	ESPECTROYMax	2,61	1 362,42	22 438,39	9 602,46	19,13	85,57%	1,00
Story 1	SIS-EST Y	0,00	1 592,12	165,19	8 262,89	0,00	100%	1,00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para fines de diseño el valor de la fuerza sísmica será escalado, en cada dirección X e Y, por los factores calculados en las tablas.

d. Deriva de Entrepiso.

Se debe cumplir las condiciones de rigidez del Capítulo 05 del RNE E-030, el cual en su tabla N° 11 exige que de acuerdo al material predominante del sistema estructural no se supere cierta distorsión máxima relativa: 0,007 para sistema estructural de concreto armado, y 0,005 para el sentido Y-Y de albañilería confinada.

Para el sismo en dirección X:

TABLA N° 5. 49: Derivas máximas de entrepiso bloque I.

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN X-X : BLOQUE I						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (mm)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0,007
Nivel 3	ESPECTROXMax	5,0000	X	0,000505	0,002600	Cumple
Nivel 2	ESPECTROXMax	3,4700	X	0,000605	0,003100	Cumple
Nivel 1	ESPECTROXMax	1,3600	X	0,000394	0,002000	Cumple

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN Y-Y : BLOQUE I						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (mm)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0,005
Story3	ESPECTRO Y Max	8,1600	Y	0,000561	0,00140	Cumple
Story2	ESPECTRO Y Max	6,5000	Y	0,008590	0,00220	Cumple
Story1	ESPECTRO Y Max	3,5000	Y	0,001023	0,00260	Cumple

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para las direcciones X e Y analizadas, el bloque I cumple con la condición de máxima distorsión de entrepiso. Es decir, la restructuración realizada al edificio ESOB es adecuada.

Análisis Tiempo-Historia: Derivas de entrepiso

Con los registros sísmicos generados en el apartado de reforzamiento con dispositivos de disipación de energía, también se realizó el análisis Tiempo-Historia del edificio reforzado con metodología tradicional de concreto armado, se obtienen los siguientes resultados:

TABLA N° 5. 50: Derivas máximas del ATH del bloque I.

DERIVAS MÁXIMAS DEL ATH EN EL SENTIDO X-X BLOQUE I							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0025	0,0020	0,0021	0,0022	0,0023	0,0020	0,0025
Story2	0,0030	0,0024	0,0025	0,0027	0,0027	0,0024	0,0030
Story1	0,0019	0,0015	0,0016	0,0017	0,0017	0,0016	0,0019
DERIVAS MÁXIMAS DEL ATH EN EL SENTIDO Y-Y BLOQUE I							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0011	0,0012
Story2	0,0018	0,0017	0,0016	0,0018	0,0016	0,0018	0,0018
Story1	0,0022	0,0020	0,0020	0,0023	0,0021	0,0022	0,0023

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

e. Desplazamientos reales del edificio

Para el sismo de diseño indicado por la norma sismo resistente E-030-2 016, de una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años y un periodo de retorno de 475 años, el edificio reforzado se desplazará con la adición de nuevos elementos de concreto armado hasta 2,55 cm en la dirección X, y en la dirección Y sería de hasta 2,09cm.

Se calculan de acuerdo al RNE E-030 ítem 5.1, para cada dirección de análisis:

TABLA N° 5. 51: Desplazamientos inelásticos del bloque I.

DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN X-X				
Story	Load Case/Combo	Dirección	Desp, Elástico (cm)	Desp, Inelástico (cm)
Story3	ESPECTROXMax	X	0,5000	2,5500
Story2	ESPECTROXMax	X	0,3500	1,7900
Story1	ESPECTROXMax	X	0,1400	0,7100

DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN Y-Y				
Story	Load Case/Combo	Dirección	Desp, Elástico (cm)	Desp, Inelástico (cm)
Story3	ESPECTROYMax	Y	0,8200	2,0900
Story2	ESPECTROYMax	Y	0,6500	1,6600
Story1	ESPECTROYMax	Y	0,3500	0,8900

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

f. Centro de Masa y Rigidez

Luego de la adición de nuevos elementos de concreto armado: muros de concreto armado, columnas y vigas encamisadas, los centros de rigidez y centro de masa cambian de ubicación favorablemente, véase Tabla 5.52.

TABLA N° 5. 52: centro de masa y rigidez del bloque I.

CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ									
Nivel de Piso	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricidad	
		(t-s2/m)	(t-s2/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	EEX (m)	EEY (m)
Nivel 1	D1	65,86	65,86	14,57	9,53	14,13	9,58	-0,44	0,05
Nivel 2	D2	62,57	62,57	14,43	9,61	13,97	9,56	-0,461	-0,053
Nivel 3	D3	39,52	39,52	14,73	9,82	14,03	9,51	-0,698	-0,306

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La distribución de elementos estructurales adicionados que se han propuesto procura generar una estructura con la menor excentricidad posible, con el mínimo comportamiento rotacional.

5.2.3. ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO ESOB CON REFORZAMIENTO: BLOQUE II.

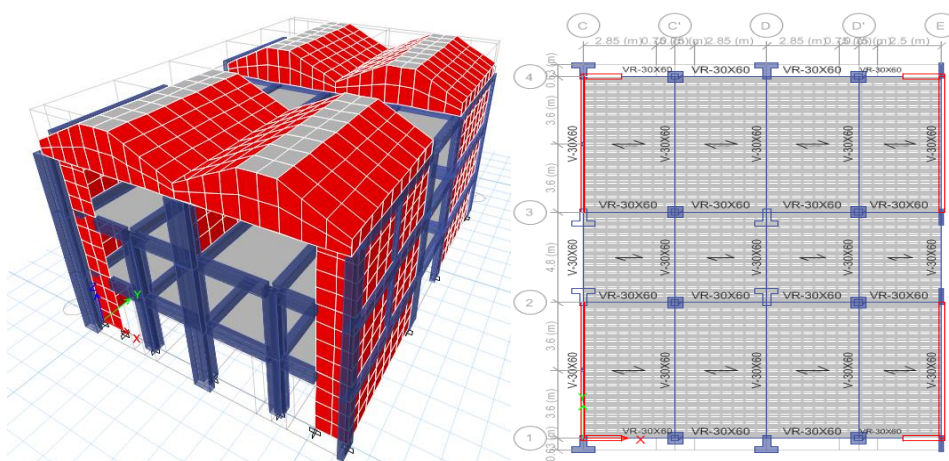


Figura 5. 45: Modelo matemático del bloque II reforzado para el análisis estructural.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.1. Peso de la edificación.

El edificio es de categoría A2, y según E-030 el peso de la estructura se calcula de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$P = PP + CM + 0,5 * C.Viva + 0,25 * CV.Techo$$

En consecuencia, se tiene:

TABLA N° 5. 53: Estimación de peso de la estructura del bloque II.

CARGAS					CÁLCULO DE PESO DEL EDIFICIO			
PISO	CM (t)	ACAB, (t)	CV (t)	CVAZ (t)	100%(CM+ACAB) (t)	50%CV (t)	25%CVAZ (t)	PESO (t)
3°	284,00	23,60	0,00	29,14	307,60	0,00	7,29	314,89
2°	169,77	142,04	92,73	0,00	311,81	46,37	0,00	358,18
1°	171,10	159,53	77,56	0,00	330,63	38,78	0,00	369,41
PTOTAL=								1042,47

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.2. Análisis estático de la edificación reforzada.

Se aplicará el reglamento RNE-E030 -2016, ítem 4.5 para definir las fuerzas estáticas equivalentes.

Periodos de vibración:

TABLA N° 5. 54: Periodos de vibración del bloque II.

PERIODOS Y FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN				
Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia Circular (rad/s)	Eigenvalue (rad ² /s ²)
1	0,25	3,97	24,96	623,19
2	0,23	4,30	27,04	731,38
3	0,19	5,37	33,75	1 139,21
4	0,07	13,54	85,04	7 232,32
5	0,07	14,85	93,28	8 701,26
6	0,07	15,30	96,10	9 235,74
7	0,06	16,60	104,28	10 874,33
8	0,06	16,71	104,99	11 022,57
9	0,04	25,33	159,16	25 332,51

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.3. Análisis estático dirección X.

TABLA N° 5. 55: Estimación de Fuerzas Equivalente en el Sentido X-X Bloque II.

Nivel	P (Ton)	h (m)	$P_i(h_i)$	α	$F_y=\alpha,V$
3°	314,89	10,05	3 164,59	0,454	156,78
2°	358,18	7,00	2 507,26	0,036	124,21
1°	369,41	3,50	1 292,92	0,186	64,05
V _{xx} (t) =		345,04	6 964,78		

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

la cortante estática total estimado para la edificación del bloque II es 345,04 t, con el cual se va a verificar la cortante dinámica.

5.2.1.4. Análisis estático dirección Y.

TABLA N° 5. 56: Estimación de fuerzas equivalente en el sentido Y-Y bloque II.

Nivel	P (Ton)	h (m)	$P_i(h_i)$	α	$F_y=\alpha,V$
3°	314,89	10,05	3 164,59	0,454	235,76
2°	358,18	7,00	2 507,26	0,036	186,79
1°	369,41	3,50	1 292,92	0,186	96,32
V _{yy} (t) =			518,88		6 964,78

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.1.5. Análisis dinámico del Módulo II.

Se realiza de acuerdo el reglamento RNE-E030 -2016, ítem 4.6, El análisis dinámico espectral es aplicable a todo tipo de edificio calificado como irregular. La Respuesta Máxima Elástica Esperada (r), consecuencia de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) se calcula mediante COMBINACIÓN CUADRÁTICA COMPLETA CQC

a. Periodos fundamentales y modos de vibración.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, tomándose en cuenta por los menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis.

A continuación se presentan los modos de vibración con sus respectivos periodos predominantes para cada dirección.

TABLA N° 5. 57: Periodos de vibración del bloque II del análisis modal.

PARTICIPACIÓN DE MASAS MODAL					
Modo	Periodo (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,252	0,785	-	0,785	0,001
2	0,232	-	0,823	0,785	0,823
3	0,186	-	0,015	0,785	0,838
4	0,074	0,106	-	0,891	0,838
5	0,067	-	0,124	0,891	0,962
6	0,065	0,042	-	0,933	0,962
7	0,060	0,012	-	0,945	0,962
8	0,060	0,007	-	0,952	0,962
9	0,039	-	0,026	0,952	0,988

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Los periodos presentados fueron calculados considerando la rigidez efectiva K_e de los elementos.

b. Cortantes basal por análisis dinámico.

TABLA N° 5. 58: Cortante basal dinámico del bloque II.

CORTANTE BASAL DINÁMICO BLOQUE II						
Story	Load Case	Vx (t)	Vy (t)	T (t-m)	Mx (t-m)	My (t-m)
Story 1	ESPECTROXMax	264,93	0,50	2 722,59	3,75	2 104,08
Story 1	ESPECTROYMax	0,71	442,56	2 955,60	3 430,08	6,23

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

c. Cortantes mínimo en la base para fines de diseño.

De acuerdo al RNE – E-030 se debe calcular el cortante mínimo en la base en razón del cortante estático y condición de regularidad del edificio:

TABLA N° 5. 59: Evaluación de cortante basal en X-X bloque II.

EVALUACIÓN DE CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO - BLOQUE II X-X								
Story	Load Case	Vx (t)	Vy (t)	T (t-m)	Mx (t-m)	My (t-m)	% Alcanzado > 90 %	Factor de Escalamiento
Story 1	ESPECTROXMax	264,93	0,50	2 722,59	3,75	2 104,08	76,78%	1,17
Story 1	SIS-EST X	345,04	0,00	3 324,42	0,00	2 372,03	100%	1,00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 60: Evaluación de cortante basal en Y-Y bloque II.

EVALUACIÓN DE CORTANTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO - BLOQUE II Y-Y								
Story	Load Case	Vx (t)	Vy (t)	T (t-m)	Mx (t-m)	My (t-m)	% Alcanzado > 80 %	Factor de Escalamiento
Story 1	ESPECTROYMax	0,71	442,56	2 955,60	3 430,08	6,23	85,29%	1,00
Story 1	SIS-EST Y	0,00	518,88	3 539,72	3 567,11	0,00	100%	1,00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para fines de diseño el valor de la fuerza sísmica será escalado, en cada dirección X e Y, por los factores calculados en las tablas.

d. Deriva de entrepiso

Se debe cumplir las condiciones de rigidez del Capítulo 05 del RNE E-030, el cual en su tabla N° 11 exige que de acuerdo al material predominante del sistema estructural no se supere cierta distorsión máxima relativa: 0,007 para sistema estructural de concreto armado, y de 0,005 para sistema estructural de albañilería confinada.

Para el sismo en dirección X:

TABLA N° 5. 61: Derivas de entrepiso del análisis dinámico bloque II.

DESPLAZAMIENTOS EN X-X : BLOQUE II						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (mm)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0,007
Nivel 3	ESPECTROXMax	7,1729	X	0,000787	0,00400	Cumple
Nivel 2	ESPECTROXMax	4,7671	X	0,000840	0,00430	Cumple
Nivel 1	ESPECTROXMax	1,8352	X	0,000524	0,00270	Cumple

DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS EN Y-Y : BLOQUE II						
Nivel de Piso	Load Case/Combo	Desplazamiento (mm)	Dirección	Drift	RxDrift	Observación <0,005
Story3	ESPECTRO Y Max	9,8366	Y	0,000700	0,00180	Cumple
Story2	ESPECTRO Y Max	7,7169	Y	0,001260	0,00320	Cumple
Story1	ESPECTRO Y Max	3,3246	Y	0,000950	0,00240	Cumple

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

El bloque II del edificio ESOB en las direcciones X e Y, luego de la restructuración realizada cumple con la condición de máxima distorsión de entrepiso.

TABLA N° 5. 62: Derivas máximas del análisis tiempo historia bloque II.

DERIVAS MÁXIMAS DEL A _{TH} EN EL SENTIDO X-X BLOQUE II							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0029	0,0035	0,0023	0,0029	0,0029	0,0029	0,0035
Story2	0,0030	0,0039	0,0025	0,0032	0,0032	0,0031	0,0039
Story1	0,0019	0,0025	0,0016	0,0021	0,0021	0,0020	0,0025

DERIVAS MÁXIMAS DEL A _{TH} EN EL SENTIDO Y-Y BLOQUE II							
Story	ATH-LIMA-1966-X Máx	ATH-ANCASH-1970-X Máx	ATH-LIMA-1974-X Máx	ATH-MOQ001-2001-X Máx	ATH-TAC001-2005-X Máx	ATH-ICA002-2007-X Máx	Máx drifts
Story3	0,0019	0,0011	0,0020	0,0016	0,0018	0,0017	0,0020
Story2	0,0037	0,0022	0,0036	0,0030	0,0033	0,0032	0,0037
Story1	0,0029	0,0019	0,0026	0,0024	0,0025	0,0025	0,0029

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

e. Desplazamientos reales del edificio

Se calculan de acuerdo al RNE E-030 en su ítem 5.1, para cada dirección de análisis:

TABLA N° 5. 63: Desplazamiento inelásticos de entrepiso del bloque II.

DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN X-X				
Story	Load Case/Combo	Dirección	Desp, Elástico (mm)	Desp, Inelástico (mm)
Story3	ESPECTROXMax	X	7,1729	3,6582
Story2	ESPECTROXMax	X	4,7671	3,4312
Story1	ESPECTROXMax	X	1,8352	0,9359

DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN Y-Y				
Story	Load Case/Combo	Dirección	Desp, Elástico (mm)	Desp, Inelástico (mm)
Story3	ESPECTROYMax	Y	9,8366	2,5083
Story2	ESPECTROYMax	Y	7,7169	1,9678
Story1	ESPECTROYMax	Y	3,3246	0,8478

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Para el sismo de diseño indicado por la norma sismo resistente E-030-2 016, de una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años y un periodo de retorno de 475 años, el edificio reforzado se desplazará con la adición de nuevos elementos de concreto armado hasta 3,65 cm < 3,75 cm en la dirección X, y en la dirección Y es de hasta 2,51 cm.

f. Centro de masa y rigidez.

Luego de la adición de nuevos elementos de concreto armado: Muros de concreto armado y elementos columna y viga encamisados, los centros

de rigidez y centro de masa cambian de ubicación favorablemente a reducidos valores, ver tabla 5.64.

TABLA N° 5. 64: Centro de masa y rigidez del bloque II.

CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ									
Nivel de Piso	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Excentricidad	
		(t-s ² /m)	(t-s ² /m)	(m)	(m)	(m)	(m)	EEX (m)	EEY (m)
Nivel 1	D1	32,89	32,89	6,8927	9,6069	7,8678	9,5992	-0,975	0,008
Nivel 2	D2	30,539	30,539	6,8721	9,7424	7,513	9,5937	-0,641	0,149
Nivel 3	D3	11,6416	11,6416	6,3108	9,5569	7,1746	9,5575	-0,864	-0,001

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

5.2.4. EVALUACIÓN Y DISEÑO DE NUEVOS ELEMENTOS INCORPORADOS.

El diseño de vigas reforzadas, de columnas encamisadas y de muros de corte adicionado se realizó en base a la norma NTE E.060 del RNE vigente.

A.- MURO ARMADO PL-07:

El diseño de acero longitudinal de la sección PL-07 se realizó con la ayuda del programa CSI Col v 9, las cargas se obtuvieron del análisis del modelo ETABS. La columna en T mantiene la distribución de refuerzo siendo esta existente, por lo tanto, solo se realiza una propuesta de distribución de refuerzo en las alas que forman 2m de longitud.

Las combinaciones de diseño definidos en el programa CSI Col 9 son los indicados en el capítulo 9 del E-060, estos se muestran en Figura 5.47.

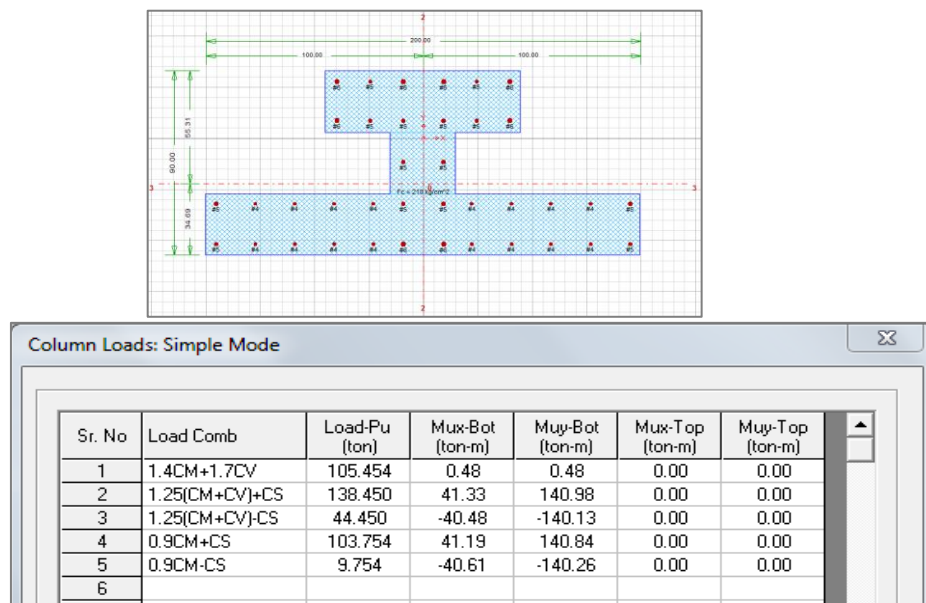


Figura 5. 46: Sección de columna T reforzado PL-07.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 5. 65: Relación demanda vs capacidad (D/C) de PL-07

Bottom End													
Top End													
Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	1.4CM+1.7CV	105.454	0.48	0.48	0.68	45.0	0.68	158.19	0.00	327.6	36.29	2	OK
2	1.25(CM+CV)+CS	138.450	41.33	140.98	146.91	73.7	146.91	209.94	0.70	315.9	34.70	2	OK
3	1.25(CM+CV)-CS	44.450	-40.48	-140.13	145.86	253.9	145.86	241.49	0.60	95.5	51.08	2	OK
4	0.9CM+CS	103.754	41.19	140.84	146.74	73.7	146.74	196.78	0.75	316.0	32.77	2	OK
5	0.9CM-CS	9.754	-40.61	-140.26	146.02	253.9	146.02	223.68	0.65	90.6	44.81	2	OK

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La relación de capacidad/demanda (C/D), ver Tabla 5.64, para las combinaciones de diseño son menores a 1. La distribución de refuerzo planteada satisface las condiciones de cargas a las cuales es sometida la sección PL-07.

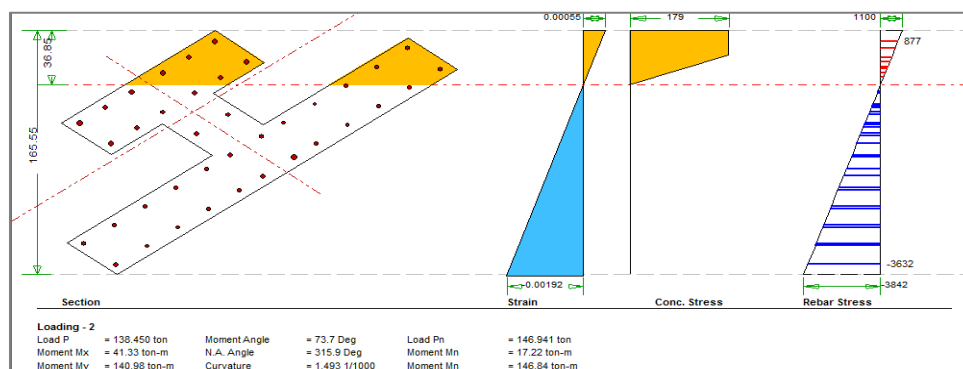


Figura 5. 47: Diseño de muros de corte PL-07.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La Figura 5.48 muestra el comportamiento a cargas últimas para la COMB 2, el diagrama de esfuerzos presentado muestra que la placa PL-07 trabaja principalmente a flexión.

Diagrama de interacción de la sección PL-07:

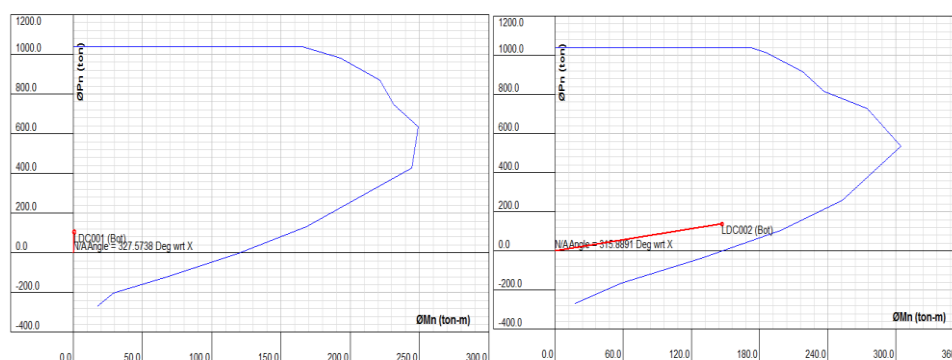


Figura 5. 48: Diagrama de interacción del muro PL-07.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

El diseño a cortante de la placa, se realizó en base a la norma NTE E.060, usando los requerimientos mínimos. Los planos de detalle de acero de los nuevos elementos de refuerzo diseñados se encuentran en el anexo 10-Planos de Reforzamiento.

B.- COLUMNA CR-05 (60X60):

Para el reforzamiento de la estructura se propone encamisar las columnas C-5 con Concreto Armado, el cual se detalla en los planos finales. La siguiente imagen muestra la distribución del acero de refuerzo introducido al programa CSI Col 9.

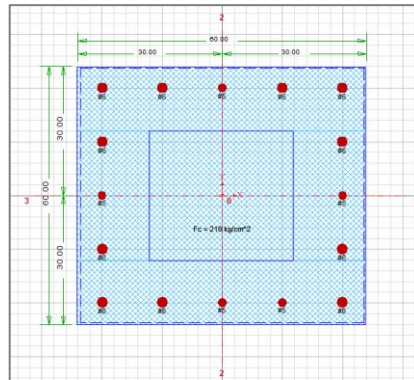


Figura 5. 49: Esquema de columna reforzada CR-05.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La sección de la figura anterior está distribuida con acero 12 var $\frac{3}{4}$ \" + 4 var $\frac{5}{8}$ \" superando así la cuantía mínima de acero en la sección, además cabe indicar que el análisis se realiza sin tomar en cuenta el acero existente en la columna C-5.

TABLA N° 5. 66: Combinaciones de carga en CR-60x60.

Column Loads: Simple Mode						
Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
1	1.4CM+1.7CV	49.094	0.83	0.83	0.00	0.00
2	1.25(CM+CV)+CS	92.495	4.73	14.53	0.00	0.00
3	1.25(CM+CV)-CS	-7.945	-3.31	-13.11	0.00	0.00
4	0.9CM+CS	75.420	4.43	14.23	0.00	0.00
5	0.9CM-CS	-25.020	-3.61	-13.41	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La columna soporta como carga axial ultimo 92,495 t y momento último de 14,53 t-m con el cual se procede a diseñar y evaluar la sección reforzada en base a la norma NTE E.060.

TABLA N° 5. 67: Relación de demanda vs capacidad de columna CR-60x60.

Sr. No	Load Comb	Load Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	1.4CM+1.7CV	49.094	0.83	0.83	1.18	45.0	1.18	45.13	0.03	316.1	27.98	2	OK
2	1.25(CM+CV)+CS	92.495	4.73	14.53	15.28	72.0	15.28	52.08	0.29	290.7	26.40	2	OK
3	1.25(CM+CV)+CS	-7.945	-3.31	-13.11	13.52	255.8	13.52	37.55	0.36	99.8	13.28	2	OK
4	0.9CM+CS	75.420	4.43	14.23	14.91	72.7	14.91	50.09	0.30	289.0	24.22	2	OK
5	0.9CM+CS	-25.020	-3.61	-13.41	13.88	254.9	13.88	33.77	0.41	99.6	11.97	2	OK

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

Realizando el análisis de capacidad de la columna reforzada se obtiene como relación máximo $D/C=0,41 < 1,00$, por lo tanto, las combinaciones de carga están dentro del diagrama de interacción correspondiente a la sección propuesta.

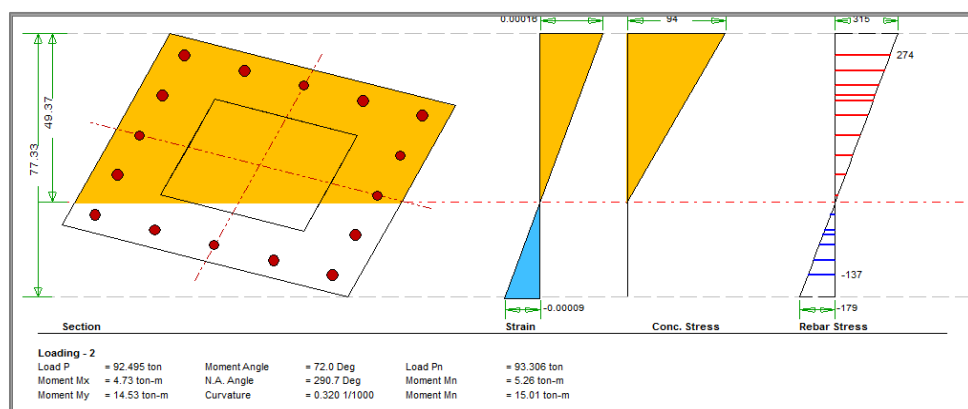


Figura 5. 50: Diseño de columna reforzada CR-60x60.

Fuente: Elaboración propia en CSI COL.

Con el programa CSI Col 9 se realizan los diagramas de interacción de la sección CR-05 (60x60) para cada uno de las combinaciones.

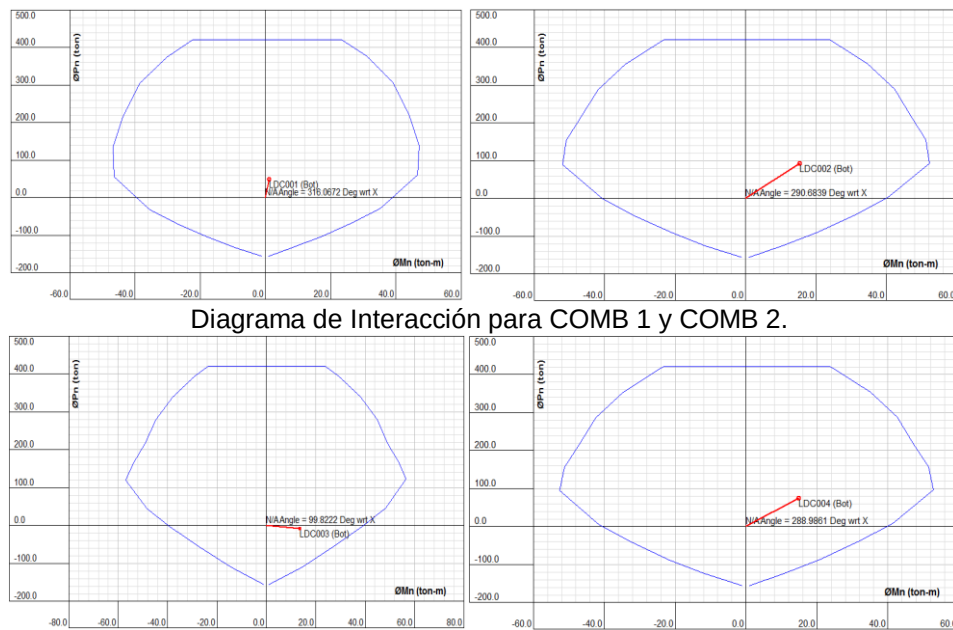


Figura 5. 51: Diagrama de interacción de columna reforzada CR-05.
Fuente: Elaboración propia en CSI COL.

El diseño por cortante se realizó en base a la norma NTE E.060 vigente, el detalle se muestra en los planos que se adjunta en anexos.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

6.1. EVALUACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO EN AMBAS ALTERNATIVAS PLANTEADAS

Los resultados obtenidos fueron satisfactorios pues se redujeron considerablemente los desplazamientos y derivas originadas por el análisis sísmico.

BLOQUE I:

En la figura 6.1 se presenta una imagen comparativa entre las derivas máximas de entrepiso obtenidas de los análisis sísmicos realizados a la estructura existente, a la propuesta de aislamiento de muros alfeizar en el sentido x-x, a la primera alternativa de reforzamiento con el uso de los DFV – CFRP y la segunda alternativa de reforzamiento con el sistema tradicional de C. A.

También, se puede apreciar que la estructura existente alcanza una deriva máxima de 16,4‰; luego de aislar los muros de albañilería como elementos de tabiquería, la deriva máxima alcanza un valor de hasta 34,4‰; siendo la deriva anterior extremadamente superior al establecido

en la norma NTE E.030-2 016, se procedió a rigidizar la estructura con muros de concreto armado e independizar la caja de escalera principal para reducir los efectos de torsión, con este planteamiento se reduce la deriva a 9,4‰, a partir de este punto se plantean dos alternativas de reforzamiento: En la primera alternativa de reforzamiento con DFV-CFRP se obtiene una deriva máxima de 4,6‰ y en la segunda alternativa de reforzamiento se obtiene una deriva máxima de 3,1‰, ambos resultados son menores a la deriva límite que establece la NTE E.030 para estructuras de concreto armado de 0,007 ó 7‰.

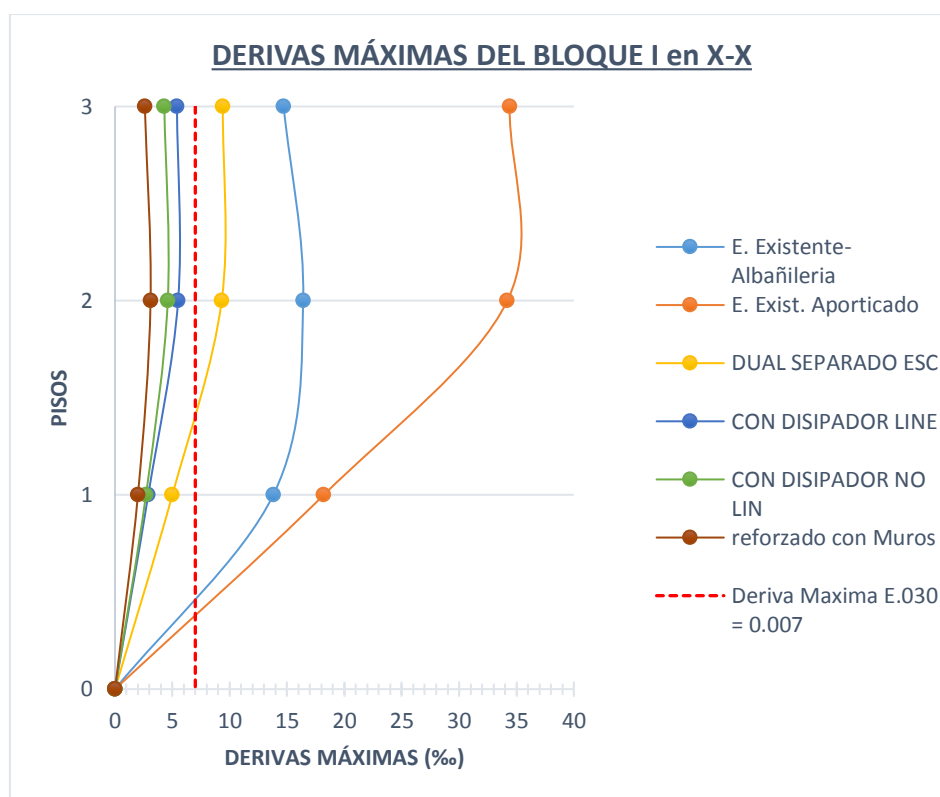


Figura 6. 1: Comparación de derivas máximas en el bloque I en X-X

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En las figuras 6.2 se presenta una imagen comparativa entre las derivas máximas de entrepiso calculadas en el sentido de análisis Y-Y

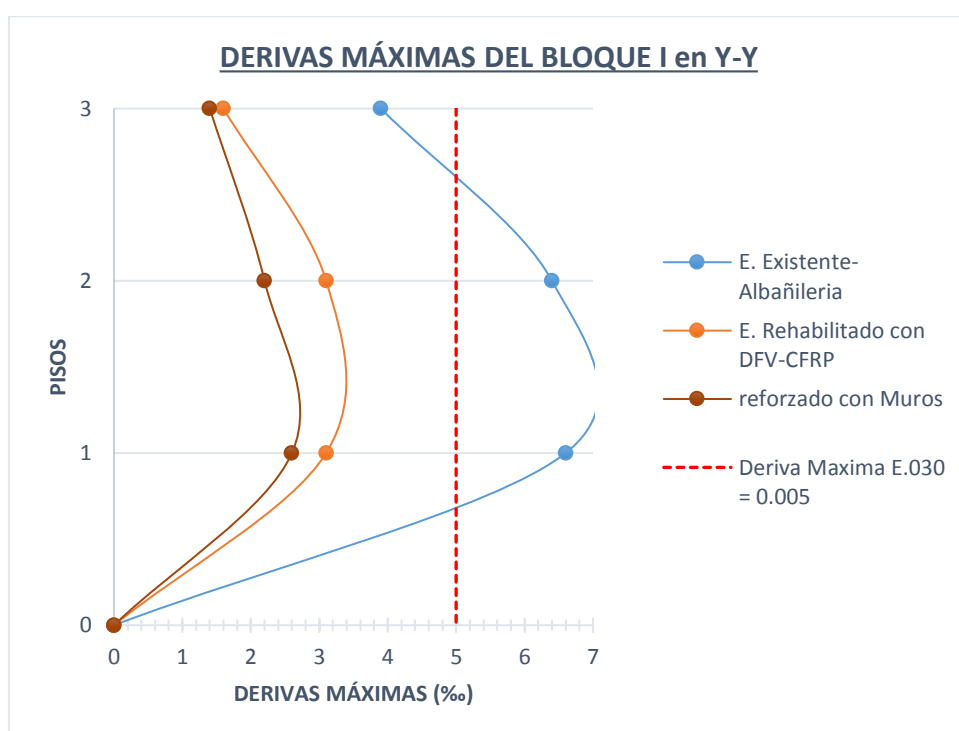


Figura 6. 2: Comparación de derivas máximas en el bloque I en Y-Y.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De la imagen anterior, se puede apreciar que la estructura existente alcanza una deriva máxima de 6,6‰. Luego de rehabilitar los muros de albañilería con sistema de CFRP y Resinas epóxicos la deriva máxima obtenido para el bloque I es de 3,1‰ siendo este valor menor al establecido en la norma NTE E.030-2 016 de 5‰, si se reemplazan muros de albañilería de resistencia $f'm=65 \text{ kg/cm}^2$ por muros cabeza se

logra alcanzar derivas máximas de 2,6‰, siendo aún mucho menores que la primera alternativa de reforzamiento con CFRP.

BLOQUE II:

En la Figura 6.3 se presenta una imagen comparativa entre las derivas máximas de entrepiso obtenidas de los análisis sísmicos realizados a la estructura existente, la propuesta de aislamiento de muros alfeizar en el sentido x-x, primera alternativa de reforzamiento con el uso de los DFV – CFRP y la segunda alternativa de reforzamiento con el sistema tradicional de C. A. se muestran en las siguientes imágenes.

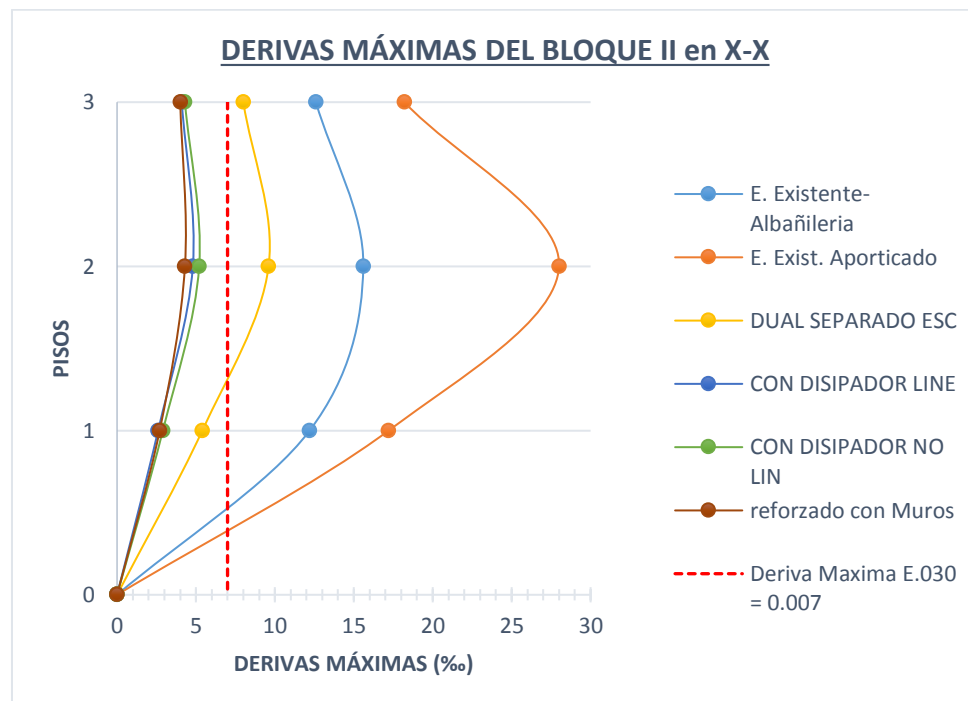


Figura 6. 3: Comparación de derivas máximas en el Bloque II en X-X.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De la imagen anterior, se puede apreciar que la estructura existente alcanza una deriva máxima de 15.6‰; al aislar los muros de albañilería como elementos de tabiquería la deriva máxima alcanza una deriva máxima de 28.0‰; siendo la deriva anterior extremadamente superior al reglamentario de 7‰ establecido en la norma NTE E.030-14 se procedió a rigidizar el sistema con muros de concreto armado y separar la caja de escalera del bloque principal para reducir los efectos de torsión y derivas antes mencionadas, con este planteamiento se reduce la deriva a 9.6‰, a partir de este punto se plantean dos alternativas de reforzamiento: En la primera alternativa de reforzamiento con DFV-CFRP se obtiene una deriva máxima de 5.2‰ y en la segunda alternativa de reforzamiento se obtiene una deriva máxima de 4.3‰, ambas alternativas son menores a la deriva límite que establece la NTE E.030.

De la imagen anterior, se puede apreciar que la estructura existente alcanza una deriva máxima de 8,8‰ , luego de rehabilitar los muros de albañilería con sistema de CFRP y resina epóxica la deriva máxima obtenido para el Bloque II es de 3,6‰ siendo este valor menor al establecido en la norma NTE E.030-14 de 5‰; en caso de incrementar muros de concreto armado en el sentido X-X y reemplazar muros de albañilería con resistencia de $f'_m=65 \text{ kg/cm}^2$ por nueva albañilería de

cabeza se logra alcanzar derivas máximas de 3,2‰, siendo estas aún mucho menores que la primera alternativa de reforzamiento con CFRP.

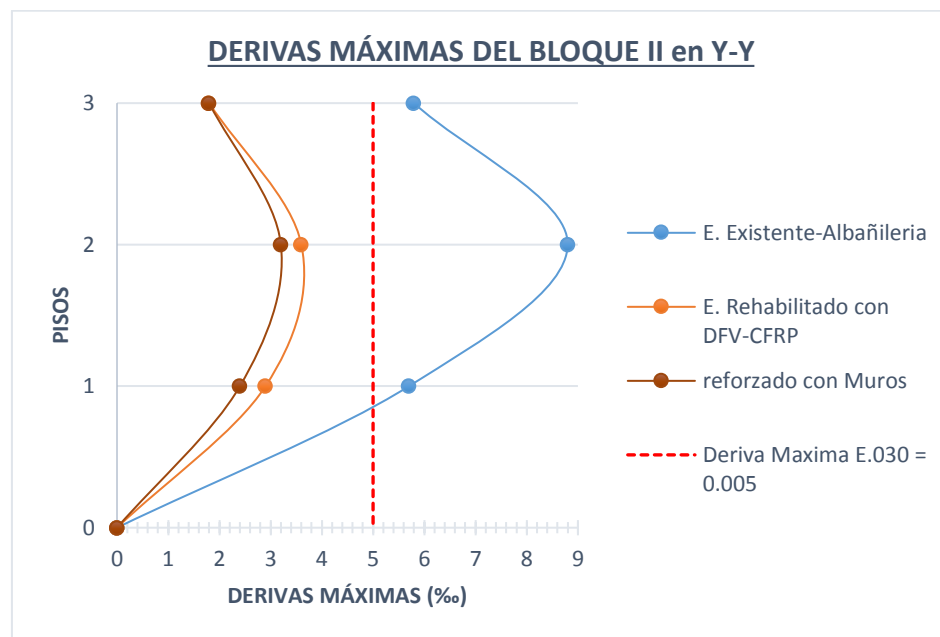


Figura 6. 4: Comparación de derivas máximas en el bloque II en Y-Y.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

6.2. REDUCCIÓN DE ESFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Respecto a la cortante total actuante en cada nivel por efectos de sismo, se realizó el análisis tiempo historia de la estructura existente y de la estructura reforzada, en las cuales con la primera alternativa de reforzamiento se reduce un máximo de 49.34% de la cortante inicial esta cantidad de esfuerzo es absorbido por los dispositivos de fluido viscoso (DFV) no lineales, mientras que en la segunda alternativa de

reforzamiento la cortante actuante en cada nivel se mantiene y solo se re-distribuye en sus elementos verticales.

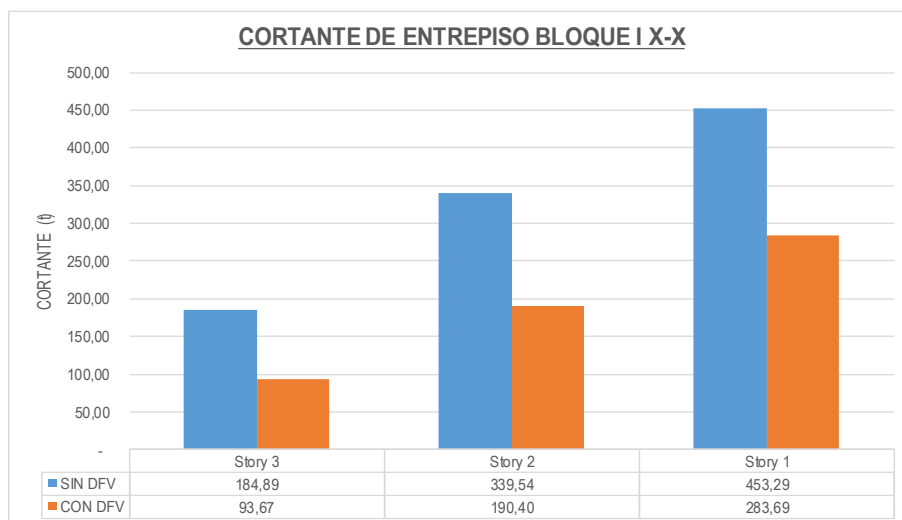


Figura 6. 5: Análisis de cortante basal en bloque I sentido X-X.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

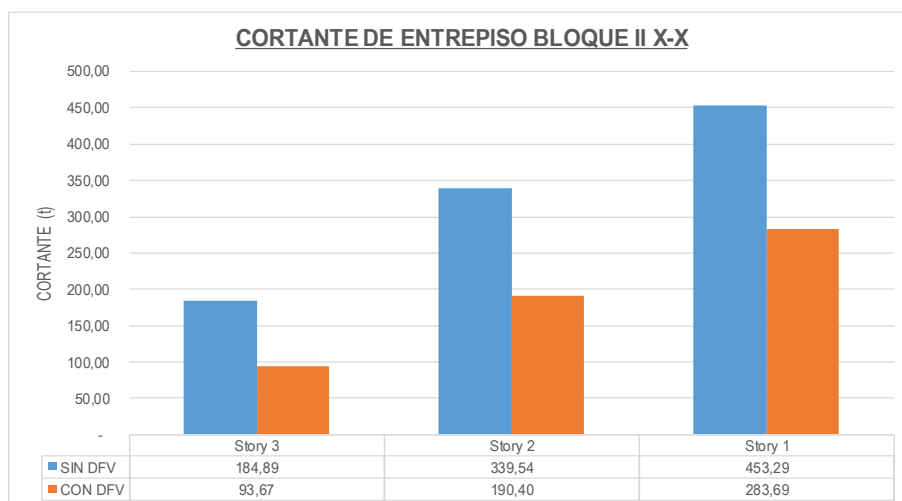


Figura 6. 6: Análisis de cortante basal en bloque II sentido X-X.
Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En el sentido Y-Y, por no disponer de dispositivos de fluido viscoso, el esfuerzo de corte de cada nivel no varía, permanece constante, por lo

tanto, no es necesario comparar con la estructura existente. En el bloque II la cortante basal del edificio existente es de 453,29 t y al adicionar los dispositivos pasivos de disipación de energía se reducen a 283,69 t siendo este aproximadamente el 50% de la cortante inicial. Por lo tanto, los esfuerzos tanto de corte y de momento se reducen en las columnas y placas reduciéndose la demanda con el cual el ratio D/C menor que 1.

6.2.1. Primera alternativa de Reforzamiento:

Con la adición de dispositivos de amortiguamiento, se alcanzó la reducción de hasta 80% de energía que ingresa debido a los sismos hacia la estructura, consecuentemente se redujeron los esfuerzos actuantes en los elementos estructurales en un 45% aproximadamente.

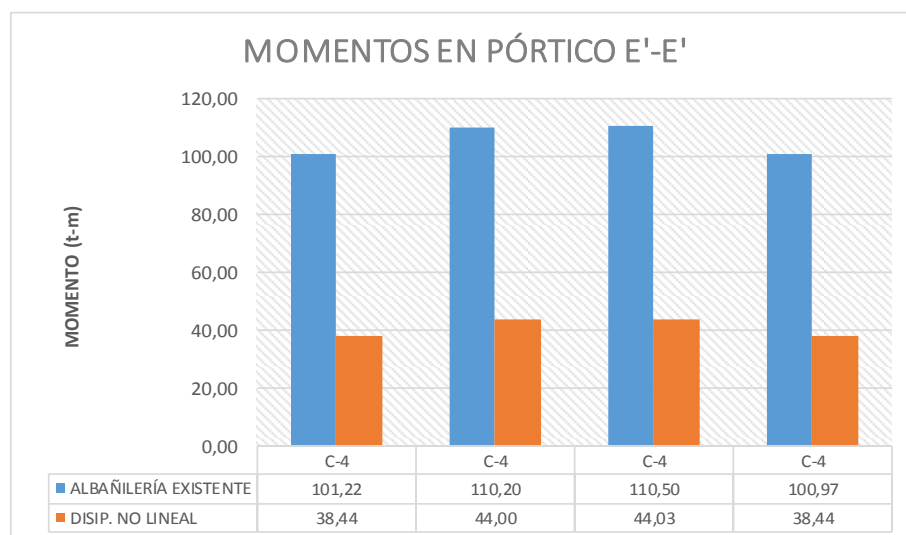


Figura 6. 7: Comparación de esfuerzos de momento en C-4 del pórtico E'-E' 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

TABLA N° 6. 1: Reducción de esfuerzos en columnas 1era alternativa.

ANÁLISIS DE FUERZAS EN COLUMNAS DEL BLOQUE I 1ER NIVEL									
UBICACIÓN				ALBAÑILERÍA		DISIP. NO LINEAL		COMPARACIÓN	
ÍTEM	EJE 1	EJE 2	COLUMNA	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	%VR	%MR
1	E'	1	C-4	49,85	101,22	14,20	38,44	28,49%	37,98%
2	E'	2	C-4	59,09	110,20	19,67	44,00	33,29%	39,93%
3	E'	3	C-4	59,26	110,50	19,68	44,03	33,21%	39,85%
4	E'	4	C-4	49,72	100,97	14,21	38,44	28,58%	38,07%
5	F	1	C-5	10,03	8,63	3,05	4,76	30,41%	55,16%
6	F	2	C-5	3,05	5,53	0,43	0,85	14,10%	15,37%
7	F	3	C-5	3,17	5,70	0,47	0,85	14,83%	14,91%
8	F	4	C-5	10,80	9,35	3,05	4,76	28,24%	50,91%
9	F'	1	C-2	38,31	87,60	16,10	43,33	42,03%	49,46%
10	F'	2	C-2	46,41	95,82	20,34	47,63	43,83%	49,71%
11	F'	3	C-2	46,56	96,13	20,33	47,64	43,66%	49,56%
12	F'	4	C-2	38,17	87,31	16,10	43,37	42,18%	49,67%
13	G	1	C-5	10,16	8,79	3,03	4,74	29,82%	53,92%
14	G	2	C-5	3,10	5,57	0,42	0,79	13,55%	14,18%
15	G	3	C-5	3,03	5,54	0,42	0,79	13,86%	14,26%
16	G	4	C-5	10,72	9,25	2,98	3,85	27,80%	41,62%
17	G'	1	C-2	28,75	64,85	15,71	41,86	54,64%	64,55%
18	G'	2	C-2	34,09	70,24	19,70	45,90	57,79%	65,35%
19	G'	3	C-2	34,26	70,57	19,69	45,90	57,47%	65,04%
20	G'	4	C-2	28,60	64,57	15,71	41,85	54,93%	64,81%
21	H	1	C-5	10,16	8,80	3,03	4,75	29,82%	53,98%
22	H	2	C-5	3,11	5,59	0,42	0,79	13,50%	14,13%
23	H	3	C-5	3,17	5,70	0,42	0,80	13,25%	14,04%
24	H	4	C-5	10,84	9,39	3,04	4,75	28,04%	50,59%
25	H'	1	C-2	34,53	87,04	15,98	43,05	46,28%	49,46%
26	H'	2	C-2	24,64	90,18	20,20	47,31	81,98%	52,46%
27	H'	3	C-2	25,29	92,06	20,22	47,34	79,95%	51,42%
28	H'	4	C-2	37,15	92,98	16,00	43,05	43,07%	46,30%
29	I	1	C-5	10,17	8,80	3,05	4,74	29,99%	53,86%
30	I	2	C-5	3,11	5,59	0,47	0,85	15,11%	15,21%
31	I	3	C-5	3,17	5,70	0,47	0,85	14,83%	14,91%
32	I	4	C-5	10,85	9,30	3,04	4,74	28,02%	50,97%
33	I'	1	C-1	28,82	87,84	15,48	43,47	53,71%	49,49%
34	I'	2	C-1	29,03	94,67	20,38	48,43	70,20%	51,16%
35	I'	3	C-1	29,30	96,15	20,38	48,44	69,56%	50,38%
36	I'	4	C-1	31,04	93,80	15,49	43,50	49,90%	46,38%

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En la figura 6.7, se observa que los dispositivos de amortiguamiento no lineales alcanzan a reducir esfuerzos de momento flector hasta un 37,98% del esfuerzo en el edificio existente con sistema estructural de albañilería.

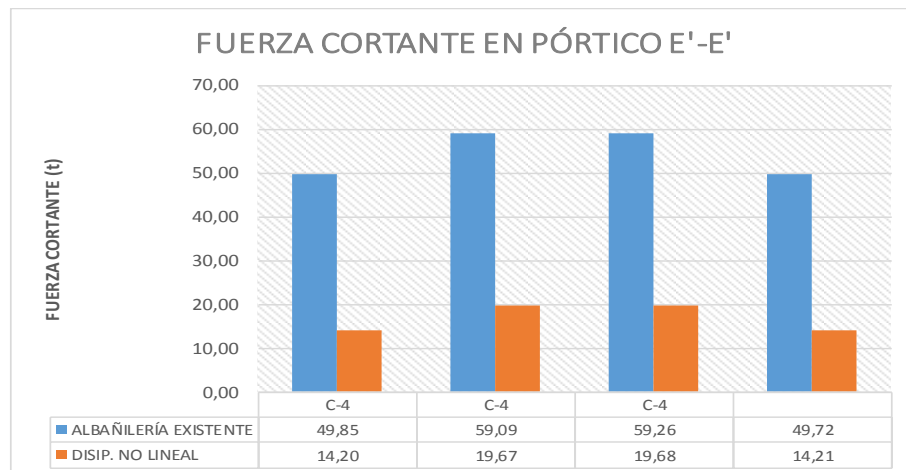


Figura 6. 8: Comparación de esfuerzos cortantes en C-4 del pórtico E'-E' 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En la Figura 6.8 se observa que los esfuerzos por corte se reducen considerablemente hasta un valor del 28,47% del esfuerzo original, con lo cual las columnas requieren de menor refuerzo y no estarán sometidas al 100% del esfuerzo existente.

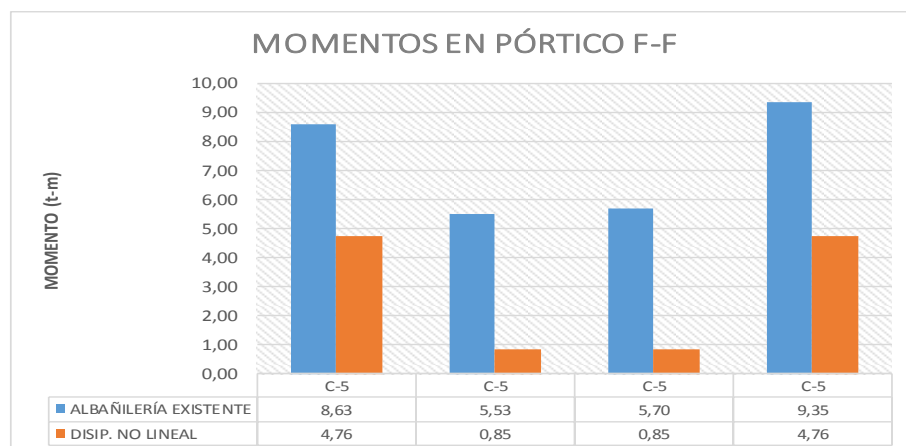


Figura 6. 9: Comparación de esfuerzos de momento en C-5 del pórtico F-F 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En la Figura 6.9 se puede observar que los esfuerzos de momento flector en las columnas C-5 del Eje F-F se han reducido considerablemente. La mayor reducción de esfuerzo ocurre en la parte central, no sobrepasa el 16% del valor original, por lo tanto, estos trabajarán básicamente a compresión axial con mínimos esfuerzos de momento flector.

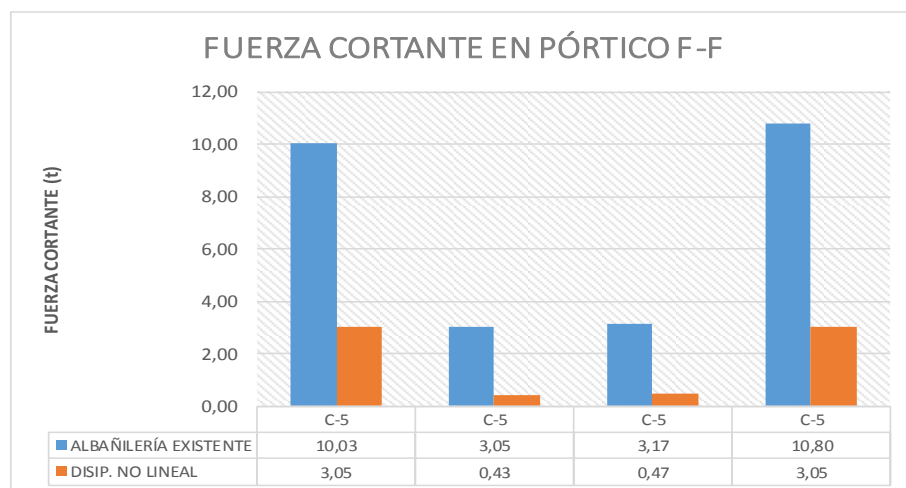


Figura 6. 10: Fuerzas Cortantes en C-5 del pórtico F-F 1er nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

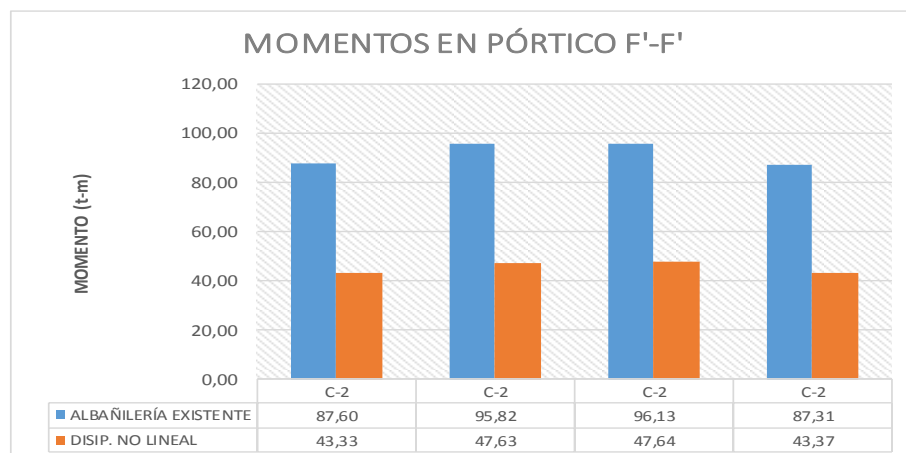


Figura 6. 11: Esfuerzo de Momento en C-2 del pórtico F'-F' 2do nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

En la Figura 6.10 muestra que los esfuerzos de corte en las columnas C-5 se reducen considerablemente gracias a la adición de dispositivos fluido viscoso tipo amortiguadores.

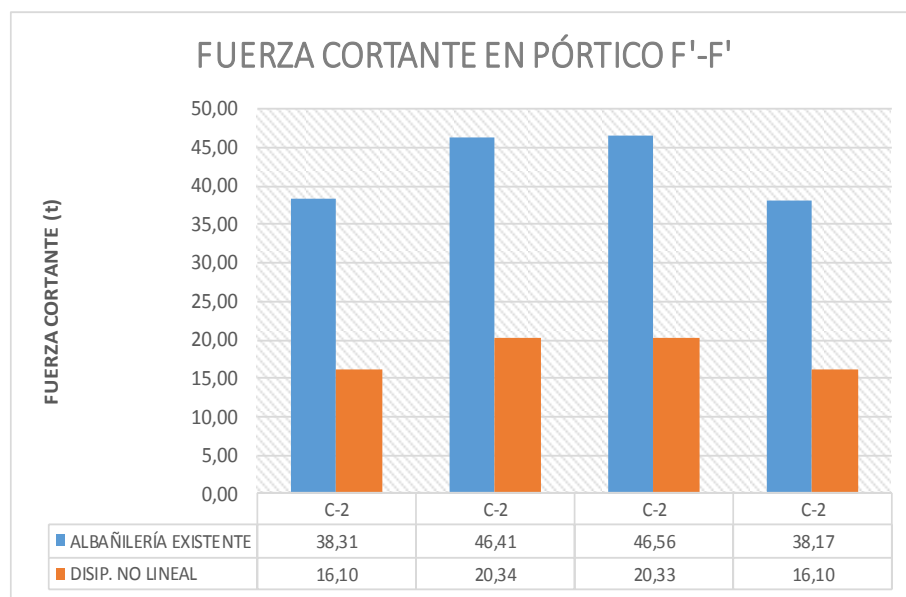


Figura 6. 12: Fuerza Cortante en C-2 del pórtico F'-F' 1er Nivel.

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

6.2.2. Segunda alternativa de reforzamiento,

El reforzamiento tradicional en concreto armado: La adición de nuevos elementos y recrecido de secciones de concreto armado permite una reducción de demanda de capacidad del 80% en columnas y vigas, la energía debida a sismos es principalmente absorbida por los muros de Concreto Armado. Véase Tabla 6.2.

TABLA N° 6. 2: Reducción de esfuerzos en columnas mediante el refuerzo Alternativa 2.

ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN COLUMNAS DEL BLOQUE I									
SIST. DE ALBAÑILERÍA CONFINADA					SIST. DE MUROS ESTRUCTURALES				
UBICACIÓN				EDIF. SIN REFORZAR		EDIF. REFORZADO		% REDUCCIÓN DE ESFUERZO	
ÍTEM	EJE 1	EJE 2	COLUMNA	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	%Vu r	%Mu r
1	E'	1	C-4	49,85	101,22	6,50	12,30	87,00%	88,00%
2	E'	2	C-4	59,09	110,20	0,45	6,70	99,00%	94,00%
3	F'	1	C-2	38,31	87,60	7,90	14,00	79,00%	84,00%
4	F'	2	C-2	46,41	95,82	8,65	8,30	81,00%	91,00%
5	F'	3	C-2	46,56	96,13	8,70	8,60	81,00%	91,00%
6	F'	4	C-2	38,17	87,31	7,80	14,00	80,00%	84,00%
7	G	3	C-5	3,03	5,54	0,50	2,30	83,00%	58,00%
8	G	4	C-5	10,70	9,25	4,00	7,00	63,00%	24,00%
9	G'	1	C-2	28,70	64,85	4,80	12,65	83,00%	80,00%
10	G'	2	C-2	34,00	70,00	2,30	8,84	93,00%	87,00%
11	G'	3	C-2	34,00	70,00	2,34	8,95	93,00%	87,00%
12	G'	4	C-2	28,60	64,57	4,90	12,80	83,00%	80,00%
La energía sísmica es soportada principalmente por las columnas de concreto armado existentes.						Más del 80% de la Energía sísmica es absorbido por los muros de concreto armado.			

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

De la tabla anterior, se puede observar que se logra reducir la demanda sísmica a algunas columnas, esta reducción se distribuye en las placas de gran resistencia.

CAPÍTULO VII

ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO Y ECONÓMICO DE AMBAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO.

7.1. DEFINICIÓN DE COSTOS PARA EL ESTUDIO COMPARATIVO.

Para conocer la viabilidad económica de un proyecto de reforzamiento estructural se deben comparar el costo de la(s) alternativa(s) de reforzamiento y el costo de reconstruir totalmente el edificio en estudio incluyendo costos de demolición.

Para el proceso de estimación de costo de cada opción, se tomó en cuenta las actividades necesarias para su ejecución considerando mano de obra, materiales, herramientas y/o equipos. Los costos de cada actividad se determinaron en base a las publicaciones CONSTRUCTIVO edición 82 y PERÚ CONSTRUYE N°42 correspondientes a precios del año 2 016. El costo de demolición del edificio existente y construcción de un nuevo edificio de uso educativo se determinó de acuerdo a recomendaciones publicadas por el Ministerio de Educación (MINEDU), de igual modo los costos de los dispositivos de disipación de energía se obtuvieron del comercializador CDV Perú, distribuidor de dispositivos Tyler Inc.

7.2. ANÁLISIS DE COSTO DE LA PRIMERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.

El costo total del reforzamiento mediante Dispositivos de Amortiguamiento y sistema CFRP asciende a S/. 1 402 663,08, del cual los dispositivos de disipación de energía representan un 45,86% con un costo de S/. 643 197,41 equivalente a un costo de S/. 215,97/m2. analizando el presupuesto de la Alternativa 1 por actividades, se ve claramente que el costo predominante corresponde a los dispositivos de amortiguamiento (45,86%), mientras que el refuerzo con CFRP representa un 5,47% y los muros de concreto un 9,21% del costo total, ambos de poca incidencia en el costo de reforzamiento. El reforzamiento de la cimentación costaría S/. 256 087,49 que corresponde a 18,26% del valor total. Finalmente se debe indicarse que el costo de demolición asciende a un monto de S/. 37 132,41 que representa un 2,65%, siendo un costo no incidente.

TABLA N° 7. 1: Costo de ejecución de alternativa de reforzamiento N°01.

DESCRIPCIÓN	COSTO DIRECTO	% ALCANZADO
DISIPADORES DE ENERGÍA	S/. 643 197,41	45,86%
SISTEMA CFRP	S/. 76 727,40	5,47%
CONCRETO ARMADO	S/. 129 139,61	9,21%
REFORZ. DE CIMENTACIÓN	S/. 256 087,49	18,26%
DEMOLICIÓN Y APUNTALAM.	S/. 37 132,41	2,65%
OTROS	S/. 260 378,76	18,56%
TOTAL	S/. 1 402 663,08	100,00%

Fuente: Elaboración propia, 2 017.

La tabla 7.1 muestra el análisis de costos de la primera Alternativa, detallando por tipos de actividades, además, muestra el costo directo e incidencia de cada actividad, las cuales serán fundamentales para seleccionar la alternativa más viable.

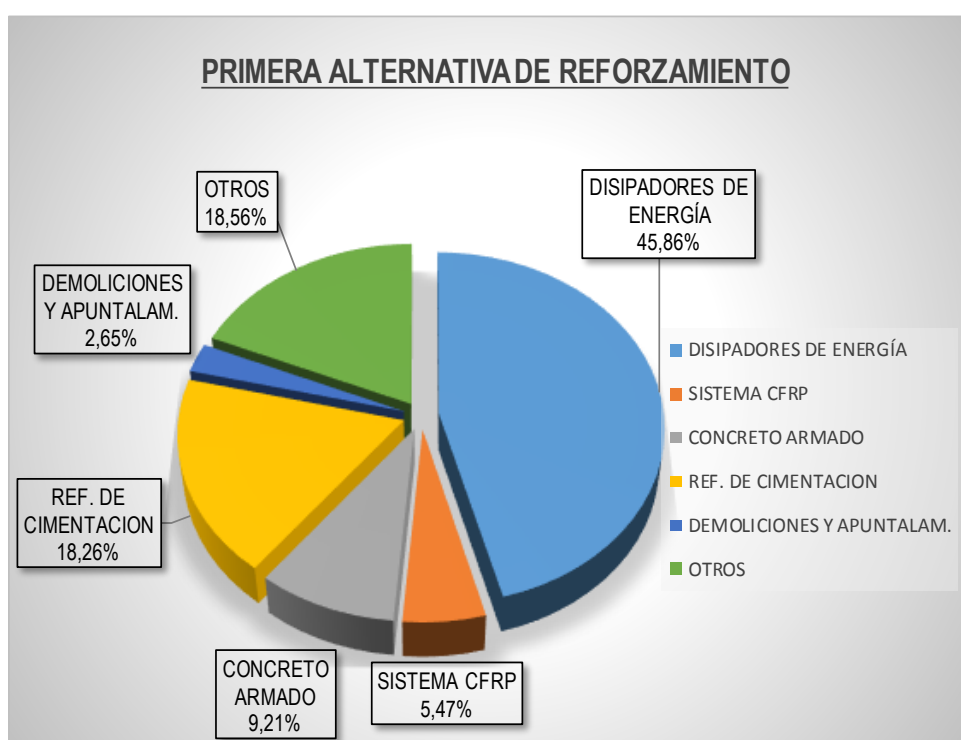


Figura 7. 1: Análisis de costo de la alternativa de reforzamiento N°01.

Fuente: Elaboración propio.

Respecto al tiempo de ejecución, las actividades correspondientes al reforzamiento de la cimentación requerirán de mayor tiempo. en los anexos se puede observar el cronograma elaborado y cálculo del costo de cada alternativa de reforzamiento.

7.3. ANÁLISIS DE LA SEGUNDA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.

Esta alternativa consiste básicamente en obras de concreto armado, el estimado de costo incluye todos los materiales necesarios para la rehabilitación de la estructura, así como también la reposición de elementos demolidos para realizar el reforzamiento, tal como son los pisos de concreto, cimiento corridos, tarrajeo, etc.

Los costos unitarios de cada partida fueron obtenidos de la revista CONSTRUCTIVO, excepto el costo de demolición de estructuras de concreto armado con techo del mismo material y costo de construcción nueva que fueron tomados de los costos recomendados por MINEDU. Además, para determinar el tiempo de ejecución del proyecto de reforzamiento se tomaron en cuenta el uso de varias cuadrillas; en algunas partidas se redujo el rendimiento a causa de que las actividades de reforzamiento tanto de la cimentación como de la superestructura son dificultosas.

El costo total de reforzamiento de la segunda alternativa es de S/. 1 346 539,37, las obras de concreto armado de la superestructura (reforzamiento con Muros de C°A°, columnas, vigas y losas) alcanzan un costo de S/. 503 180,26 representando un 37,37%, los trabajos de demolición alcanza un costo de S/. 115 781,14 representando un 8,60% y el costo de reforzamiento de la cimentación alcanza S/. 410 836,29 que

equivale un 30,51% del costo total. El resto de las actividades como de reposiciones y resanes representan un 23,52%.

La siguiente Tabla 7.2 muestra las actividades necesarias para el reforzamiento, además sus costos unitarios y cantidad de actividad, determinando el costo total de la alternativa, además se adjunta el cronograma planteado para el reforzamiento.

TABLA N° 7. 2: Costos de ejecucion de la alternativa de reforzamiento N°02.

Descripción	Costo Directo	% Alcanzado
CONCRETO ARMADO	S/. 503 180,28	37,37%
DEMOLICIONES Y APUNTALAM.	S/. 115 781,14	8,60%
REF DE CIMENTACIÓN	S/. 410 836,29	30,51%
OTROS	S/. 316 741,66	23,52%
TOTAL	S/. 1 346 539,37	100,00%

Fuente: Elaboración propio.

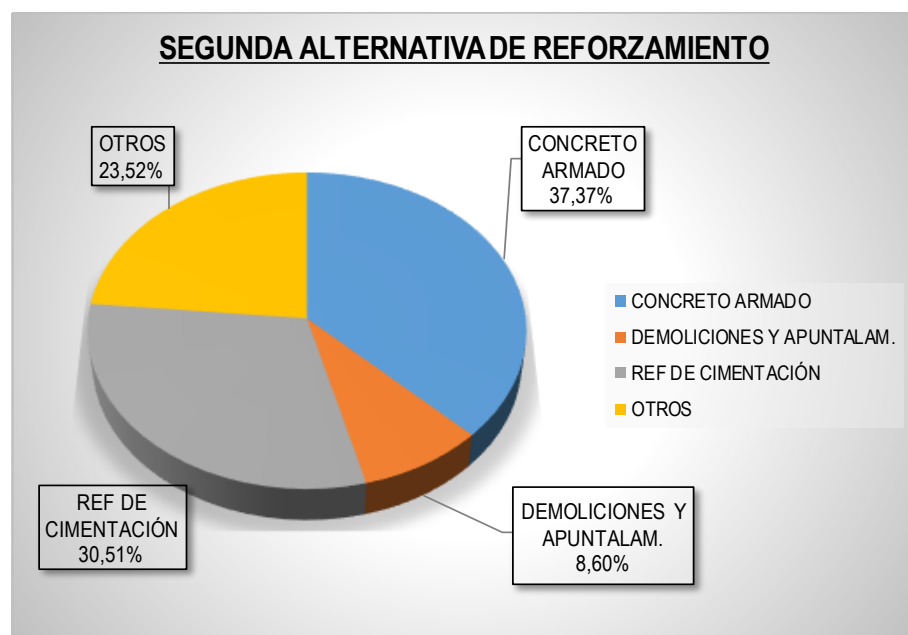


Figura 7. 2: Análisis de costo de la alternativa de reforzamiento N°02.

Fuente: Elaboración propio.

El costo de reforzamiento de la cimentación alcanza un 30,51% del costo de reforzamiento siendo este valor superior al de la primera alternativa que alcanza un 18,26%, por lo tanto, representa mayor tiempo de ejecución que la primera alternativa de reforzamiento.

El costo de reforzamiento por metro cuadrado alcanza un valor de S/. 452,14, siendo este valor menor al de la primera alternativa y a los costos manejados por MINEDU.

7.4. ANÁLISIS DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN:

El tiempo que tomaría en ejecutarse la primera alternativa es de 160 D.C. siendo la mitad de tiempo que la segunda alternativa, el cual alcanza un total de 280 D.C., para ambas alternativas la ejecución del reforzamiento de la cimentación toma más de 3 meses.

Por lo expuesto la primera alternativa representa menor tiempo de ejecución. Esto debido a que la instalación de equipos y materiales se realiza manera superficial, no requiriendo la demolición de elementos estructurales o el vaciado de elementos de concreto armado que son laboriosos de realizar y requieren un tiempo para alcanzar cierto valor $f'c$ mínimo.

Estos tiempos se obtuvieron en base a los rendimientos del CAPECO, y para actividades menos comunes se obtuvieron de expedientes técnicos en los cuales se realizaron dichas actividades no comunes, para ver los

cronogramas de ejecución de ambas alternativas de reforzamiento planteada, véase anexos.

7.5. COMPARATIVO DE COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCIÓN ENTRE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO:

Como ya se mencionó anteriormente se realizó un comparativo entre costos para determinar cuál de las alternativas es más efectiva frente a la construcción nueva que además incluye el costo de demolición total, para este fin se usaron los costos recomendados por MINEDU, que indica que la demolición tiene un costo de S/ 120,00/m² (inc. IGV y Gastos Generales), de igual manera nos indica que el costo de una construcción nueva de uso educativo, como el pabellón de la ESOB, tiene un costo de S/ 1 400,00/m².

TABLA N° 7. 3: Comparativo de costos de las alternativas de reforzamiento planteadas.

EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO				
	1RA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO	2DA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO	REFORZAMIENTO SEGÚN MINEDU	CONSTRUCCIÓN NUEVA
USO	Disipadores de Energía y Sistema CFRP	Muros de Corte y Encamisado de Columnas y Vigas	Sistema Tradicional	Sistema Tradicional
COSTO DIRECTO	S/. 1 402 663,08	S/. 1 346 539,37	S/. 1 721 824,32	S/. 3 195 705,95
COSTO/M2	S/. 470,99	S/. 452,14	S/. 578,15	S/. 1 073,05
% DE COSTO	43,89%	42,14%	53,88%	100,00%
TIEMPO DE EJECUCIÓN	160 D.C.	280 D.C.	-	240 D.C.

Fuente: Elaboración propio, 2 017.

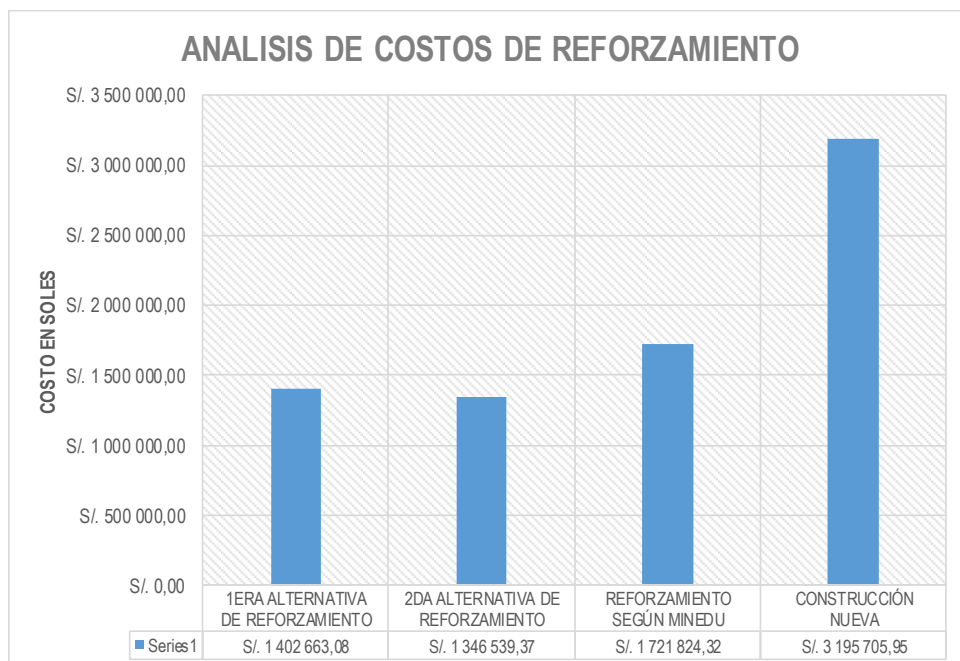


Figura 7. 3: Análisis de costo de las dos alternativa de reforzamiento vs construcción nueva.

Fuente: Elaboración propio, 2 017.

La alternativa 1 alcanza un 43,89% del costo de un edificio nuevo, mientras que el costo de la Alternativa 2 alcanza un 42,14% de la construcción nueva del edificio, véase Fig. 7.3, cabe indicar que ambos costos de reforzamiento son menores que el costo promedio de reforzamiento indicado por MINEDU. Los costos estimados para cada alternativa representan menos del 50% del costo de una construcción nueva, por lo tanto, ambas alternativas se pueden considerar económicamente viables.

Respecto al tiempo de ejecución, la primera Alternativa se estima que puede ser ejecutada en 160 D.C., y la segunda Alternativa en 280 D.C.

Es decir, la primera Alternativa puede ser implementada en casi la mitad de tiempo respecto la segunda Alternativa.

7.6. ANÁLISIS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.

- a. Las alternativas de reforzamiento planteados tienen como finalidad de incrementar la vida útil del edificio ESOB, por lo tanto ambas alternativas satisfacen este requerimiento.
- b. Ambas alternativas presentan demandan un presupuesto menor al 50% del costo directo de construcción de un edificio nuevo. La diferencia de costo directo entre ambas alternativas es insignificante.
- c. La primera alternativa de reforzamiento se ejecutará en 160 vs 280 días de ejecución de la segunda alternativa. así mismo la construcción de un edificio nuevo se realizaría en 240 D.C.

Por lo tanto se elige la PRIMERA ALTERNATIVA de reforzamiento, debido a que se puede ejecutar en casi la mitad de tiempo respecto a la segunda alternativa, lo que implicaría menor tiempo de inhabilitación del edificio y pronta apertura de los servicios de la ESOB.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1. CONCLUSIONES.

- Del diagnóstico realizado a el edificio de la ESOB, se concluye que el edificio presenta daños moderados en un total de 20% de las columnas y los muros de albañilería.
- Del análisis sísmico realizado en base a la Norma E.030-2016, las derivas de entrepiso obtenidos del análisis en ambos ejes ortogonales son de hasta 16,9‰, superando a 5‰ el máximo permitido por la normativa sismo resistente para el sistema de albañilería. Por lo tanto, el edificio requiere de reforzamientos y reparaciones para continuar con el uso seguro de sus ambientes.
- La primera alternativa de reforzamiento mediante sistemas de disipación de energía, se logra reducir las derivas a 4,7‰ en ambos bloques, siendo menor a 7‰ el máximo permitido por la norma E.030, además se logra disipar la energía entrante hasta un 81% en el Bloque I y un 70% en el Bloque II. respecto al sistema CFRP, este incrementa la resistencia hasta en un 50% más de la capacidad actual de los elementos columna y viga reforzadas.

- La segunda alternativa de reforzamiento con adición de muros de corte y encamisado de columnas y vigas con concreto armado, se logra reducir las derivas hasta 3,5‰ siendo menor a 7‰ el máximo permitido por la norma E.030, por lo tanto, este método de reforzamiento cumple las normas vigentes de diseño sismo resistente.
- El análisis del costo-beneficio de las técnicas de reforzamientos planteados, la alternativa 1 alcanza un costo de S/. 1 402 663,08 y la alternativa 2 alcanza un costo de S/. 1 346 539,37, estas representan respectivamente un 43,89% y 42,14% del costo de la construcción nueva del edificio que asciende a S/. 3 195 705,95; respecto al tiempo de ejecución la Alternativa 1 es estimada sea realizada en 160 días y la Alternativa 2 en 280 días de ejecución, generando de esta manera menor costo de gastos generales, utilidades y otros costos indirectos. En consecuencia, la PRIMERA ALTERNATIVA de reforzamiento es más viable, pues si bien ambas alternativas 1 y 2 presentan un costo de ejecución similar, la alternativa 1 elegida puede ser implementada en casi la mitad de tiempo respecto la alternativa 2, lo que representa reocupar en mucho menor tiempo el edificio, evitando largas paralizaciones que afectan a los usuarios de la ESOB. además se incurre en menores gastos generales, utilidades y otros costos indirectos influyendo positivamente en el costo total.

7.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda como estudios complementarios para el diagnóstico, realizar ensayos de carbonatación en elementos columna y viga existentes, con el fin de determinar el grado de deterioro que podría afectar el buen desempeño de los sistemas CFRP.
- De las alternativas de reforzamiento plateados en el presente trabajo, se recomienda realizar el reforzamiento estructural del edificio mediante la ALTERNATIVA 1, con las técnicas de Dispositivos de Disipación de Energía tipo Fluido Viscoso y Sistemas CFRP, que se puede implementar con menores costo y tiempo de reforzamiento.
- Para el reforzamiento de la estructura mediante la Alternativa 1, se recomienda contar con personal capacitado en la instalación de los dispositivos, ya que el buen desempeño de los disipadores, dependen de la correcta instalación; de igual modo el buen comportamiento de las láminas de CFRP depende de la adherencia y estas deben ser ejecutadas correctamente. Respecto a los materiales, se recomienda hacer el uso de las marcas seleccionadas o de similares propiedades en el presente trabajo.
- Se recomienda plantear otras técnicas de reforzamiento aplicando las láminas de CFRP para proponer futuras temas de investigación en relación al trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

Alva Hurtado, J. E. (1 988). *Riesgo Sísmico de Tacna*. Lima, Perú: CONCYTEC.

Alva Hurtado, J., Rivera, J., Morales, R., & Casabonne, C. (1 998). *Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones*. Lima: American Concrete Institute (ACI).

American Concrete Institute ACI 440.2R-08. (2 008). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. EEUU: ACI.

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-13. (2 013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia, EEUU: ASCE.

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-10. (2 010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia, EEUU: ASCE.

Applied Technology Council ATC-21. (1 988). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards*. Washington DC, EEUU: FEMA.

Arévalo Lacayo, V. d. (2 015). *Análisis del comportamiento de un edificio de marcos de acerocon disipadores de energía histeréticos*. Guatemala: Universidad Rafael Landívar.

Blanco Blasco, A. (1 994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingeniero del Perú.

- Bozzo, L., & Barbat, a. (1 999). *Diseño sismorresistente de Edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona, España: REVERTÉ S.A.
- Braja M., D. (2 006). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Sacramento, EEUU: Thomson.
- Casaverde Méndez, L., & Vargas Neumann, J. (1 980). Zonificación sísmica del Perú. *Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica* (pág. 32). Lima, Perú: PUCP.
- Cheng, F., Jiang, H., & Lou, K. (2 008). *Smart Structures, Innovative Systems for Seismic Response Control*. New York, EEUU: CRC Press.
- Chopra, A. (2 012). *Dinámica de Estructuras*. California, EEUU: Person.
- Chopra, a., & Lin, W. (2 001). *Understanding and predicting effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric one-storey systems*. California, EEUU: Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Dorbath, L., Dorbath, C., Jimenez, E., & Rivera, L. (1 991). Seismicity and tectonic deformation in the Eastern Cordillera and the sub-Andean Zone of central Peru. *Journal of South American Earth Sciences, Vol 4.*, 13-24.
- Federal Emergency Management Agency FEMA 274. (1 997). *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, EEUU: FEMA.

Fuentes Sadowsky, J. C. (2 015). *Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso*. Lima, Perú: PUCP.

Gallegos Ortiz, B. (s.f.). Obtenido de
<https://es.scribd.com/doc/211548418/Consulta-Disipador-Masa-Sintonizada>

Gallo López, W. M. (2 006). *Inspección Técnica de Seguridad Estructural en Edificaciones de Concreto Armado*. Piura, Perú: Universidad de Piura.

Gallo López, W. M. (2 006). *Inspecciones técnicas de seguridad estructural*. Piura, Perú: Universidad de Piura.

Hanson, R., & Soong, T. (2 001). *Seismic design with supplemental energy dissipation devices*. California, EEUU: Earthquake Engineering Research Institute.

Hwang, J. S. (2 016). *Seismic Design of Structures with Viscous Dampers. International Training Programs for Seismic Design of Building Structures- National Taiwan University of Science and Technology*, 124-138.

Izquierdo, J. A. (2 015). *"Guía práctica de refuerzo de sistemas estructurales" (Tesis de Maestría)*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

Jácome Villacres, P. J. (2 016). *Determinación de las Técnicas de Reforzamiento para Mejorar el Desempeño Estructural de un Edificio Mixto*. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.

- Jain, S. K. (1 995). Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings. *The Indian Concrete Journal*, Vol 69, 53-60.
- Kuroiwa Horiuchi, J., Pérez Galleno, A., & Zerga Ocaña, A. (2 004). *Estudio de Peligro Sísmico de Tacna*. Tacna, Perú: INDECI.
- Miyamoto, K., & Taylor, D. (2 001). *Structural control of dynamic blast loading using Fluid Viscous Dampers*. California, EEUU: Taylor Devices Inc.
- Mosqueira Moreno, M. A. (2 012). Riesgo Sísmico en las Edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cajamarca, Perú. *Ciencia y Tecnología*, 1-58.
- Muñoz Pelaez, A., Tinman, M., & Quiun, D. (2 001). Riesgo Sísmico de edificios Peruanos. *Riesgo Sísmico de Edificios Peruanos*, 1-11.
- Ottazzi Pasino, G. (2 011). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima, Perú: PUCP.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. (2 006). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *Revista EIA*, 105-120.
- Pérez, M. A., & Sánchez, M. (2 014). *Fundamentos de la mecánica de los Materiales Compuestos*. Barcelona, España: Omnia Publisher.
- Recuero, A., Gutiérrez, J. P., Miravete, A., & Cuartero, J. (1 997). Refuerzo de estructuras con composites avanzados. *Informes de la construcción*, 1-112.

Reglamento Nacional de Edificaciones E.030. (2 016). *Diseño Sismorresistente*.

Lima, Perú: RNE.

Reyes, J., & Rubiano, N. (2 001). *Modelación de inelástica de edificios de concreto con disipadores pasivos de energía*. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes.

Río Bueno, A. (2 008). *Tesis: Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación*. Madrid, España: Universidad Politecnica de Madrid.

SEAOC, Vision 2000. (1 995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. San Francisco, EEUU: SEAOC.

Shunsuke, S. (1 981). Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol 14, 209-222.

Silgado, E. (1 978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974). *Geodinámica e Ingeniería Geológica*, 3-130.

Tavera, H., & Buforn, E. (1 998). *Sismicidad y simotectónica del Perú*. Madrid: Universidad Complutense de Madrid.

Villarreal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. (2 009). *Edificaciones con disipadores de energía*. Lima, Perú: ANR.

ANEXOS

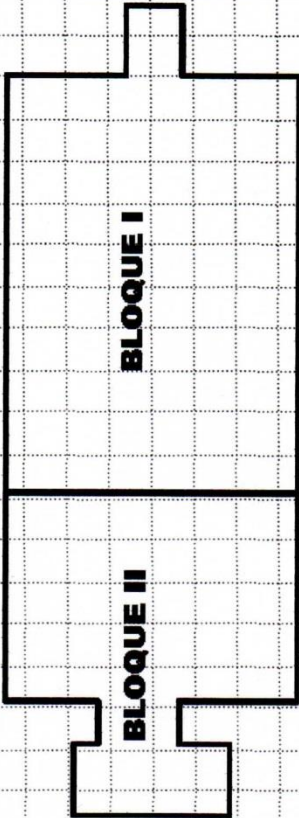
- **Anexo A.** Resultado de evaluación rápida según ATC-21.
- **Anexo B.** Certificados de ensayos de rotura núcleos de concreto del edificio.
- **Anexo C.** Certificados de ensayos de Esclerometría del concreto del edificio.
- **Anexo D.** Certificados de ensayos de mecánica de suelos del edificio ESOB.
- **Anexo E.** Certificados de ensayos de corte directo.
- **Anexo F.** Metodología de diseño con sistema CFRP (Fibras de Carbono).
- **Anexo G.** Especificaciones Técnicas de los materiales.
- **Anexo H.** Análisis comparativo costo-beneficio.
- **Anexo I.** Costos referenciales de acuerdo a MINEDU.
- **Anexo J.** Planos estructurales: Primera alternativa de reforzamiento.
- **Anexo K.** Planos estructurales: Segunda alternativa de reforzamiento.

ANEXO A.

RESULTADO DE EVALUACIÓN RÁPIDA SEGÚN

ATC-21.

REPORTE DE EVALUACION VISUAL RAPIDO - ATC-21

ATC-21/ (NEHRP Map Areas 5,6,7 High) Rapid Visual Screening of Seismically Hazardous Buildings  Scale: <u>S/ESCALA</u>		Address <u>AV. MIRAFLORES S/N. C. UNIVERSITARIA</u> <u>LOS GRANADOS - UNIBG</u> Zip <u> </u> Other Identifiers <u>PABELLON</u> <u>ESOB - UNIBG</u> No. Stories <u>03</u> Year Built <u>1992</u> Inspector <u> </u> Date <u> </u> Total Floor Area (sq. ft) <u> </u> Building Name <u>EDIFICIO DE E.P. OBSTETRICIA</u> Use <u> </u> (Peel-off label) 																																																																																																																																																																																																																																														
OCCUPANCY <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Residential</td> <td style="width: 50%;">No. Persons</td> </tr> <tr> <td>Commercial</td> <td>0-10</td> </tr> <tr> <td>Office</td> <td><u>11-100</u></td> </tr> <tr> <td>Industrial</td> <td>100+</td> </tr> <tr> <td>Pub. Assem.</td> <td></td> </tr> <tr> <td><u>School</u></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Govt. Bldg.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Emer. Serv.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Historic Bldg.</td> <td></td> </tr> </table> ☒ Non Structural Falling Hazard DATA CONFIDENCE * = Estimated, Subjective, or Unreliable Data DNK = Do Not Know	Residential	No. Persons	Commercial	0-10	Office	<u>11-100</u>	Industrial	100+	Pub. Assem.		<u>School</u>		Govt. Bldg.		Emer. Serv.		Historic Bldg.		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">BUILDING TYPE</th> <th>W</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> <th>S4</th> <th>C1</th> <th>C2</th> <th>C3/S5</th> <th>PC1</th> <th>PC2</th> <th>RM</th> <th>URM</th> </tr> <tr> <th>(MRF)</th> <th>(BR)</th> <th>(LM)</th> <th>(RC SW)</th> <th>(MRF)</th> <th>(SW)</th> <th>(URM INF)</th> <th>(TU)</th> <th></th> <th></th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Basic Score</td> <td>4.5</td> <td>4.5</td> <td>3.0</td> <td>5.5</td> <td>3.5</td> <td>2.0</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>1.5</td> <td>3.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>High Rise</td> <td>N/A</td> <td>-2.0</td> <td>-1.0</td> <td>N/A</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-0.5</td> <td>N/A</td> <td>-0.5</td> <td>-1.0</td> <td>-0.5</td> </tr> <tr> <td>Poor Condition</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> </tr> <tr> <td>Vert. Irregularity</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-1.0</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> </tr> <tr> <td>Soft Story</td> <td>-1.0</td> <td>-2.5</td> <td>-2.0</td> <td>-1.0</td> <td>-2.0</td> <td>-2.0</td> <td>-2.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-2.0</td> <td>-2.0</td> <td>-1.0</td> </tr> <tr> <td>Torsion</td> <td>-1.0</td> <td>-2.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> </tr> <tr> <td>Plan Irregularity</td> <td>-1.0</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> </tr> <tr> <td>Pounding</td> <td>N/A</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>N/A</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>-0.5</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> </tr> <tr> <td>Large Heavy Cladding</td> <td>N/A</td> <td>-2.0</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>-1.0</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>-1.0</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> </tr> <tr> <td>Short Columns</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>-1.0</td> <td>N/A</td> <td>-1.0</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> </tr> <tr> <td>Post Benchmark Year</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>N/A</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>+2.0</td> <td>N/A</td> </tr> <tr> <td>SL2</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> <td>-0.3</td> </tr> <tr> <td>SL3</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> </tr> <tr> <td>SL3 & 8 to 20 stories</td> <td>N/A</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>N/A</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>N/A</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> <td>-0.8</td> </tr> <tr> <td>FINAL SCORE</td> <td colspan="12" style="text-align: center; font-size: large;"><u>0.9</u></td> </tr> </tbody> </table>		BUILDING TYPE	W	S1	S2	S3	S4	C1	C2	C3/S5	PC1	PC2	RM	URM	(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)					Basic Score	4.5	4.5	3.0	5.5	3.5	2.0	3.0	1.5	2.0	1.5	3.0	1.0	High Rise	N/A	-2.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-0.5	Poor Condition	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	Vert. Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5	-0.5	Soft Story	-1.0	-2.5	-2.0	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0	Torsion	-1.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	Plan Irregularity	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	Pounding	N/A	-0.5	-0.5	N/A	-0.5	-0.5	N/A	N/A	N/A	-0.5	N/A	N/A	Large Heavy Cladding	N/A	-2.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	Short Columns	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	N/A	N/A	Post Benchmark Year	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	SL2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	SL3	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	SL3 & 8 to 20 stories	N/A	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	FINAL SCORE	<u>0.9</u>											
Residential	No. Persons																																																																																																																																																																																																																																															
Commercial	0-10																																																																																																																																																																																																																																															
Office	<u>11-100</u>																																																																																																																																																																																																																																															
Industrial	100+																																																																																																																																																																																																																																															
Pub. Assem.																																																																																																																																																																																																																																																
<u>School</u>																																																																																																																																																																																																																																																
Govt. Bldg.																																																																																																																																																																																																																																																
Emer. Serv.																																																																																																																																																																																																																																																
Historic Bldg.																																																																																																																																																																																																																																																
BUILDING TYPE	W	S1	S2	S3	S4	C1	C2	C3/S5	PC1	PC2	RM	URM																																																																																																																																																																																																																																				
	(MRF)	(BR)	(LM)	(RC SW)	(MRF)	(SW)	(URM INF)	(TU)																																																																																																																																																																																																																																								
Basic Score	4.5	4.5	3.0	5.5	3.5	2.0	3.0	1.5	2.0	1.5	3.0	1.0																																																																																																																																																																																																																																				
High Rise	N/A	-2.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-0.5																																																																																																																																																																																																																																				
Poor Condition	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5																																																																																																																																																																																																																																				
Vert. Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5	-0.5																																																																																																																																																																																																																																				
Soft Story	-1.0	-2.5	-2.0	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0																																																																																																																																																																																																																																				
Torsion	-1.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0																																																																																																																																																																																																																																				
Plan Irregularity	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0																																																																																																																																																																																																																																				
Pounding	N/A	-0.5	-0.5	N/A	-0.5	-0.5	N/A	N/A	N/A	-0.5	N/A	N/A																																																																																																																																																																																																																																				
Large Heavy Cladding	N/A	-2.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A																																																																																																																																																																																																																																				
Short Columns	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	N/A	N/A																																																																																																																																																																																																																																				
Post Benchmark Year	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	+2.0	+2.0	+2.0	N/A																																																																																																																																																																																																																																				
SL2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3																																																																																																																																																																																																																																				
SL3	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6																																																																																																																																																																																																																																				
SL3 & 8 to 20 stories	N/A	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8																																																																																																																																																																																																																																				
FINAL SCORE	<u>0.9</u>																																																																																																																																																																																																																																															
COMMENTS REQUIERE DE EVALUACION DETALLADA Y POSIBLES TECNICAS DE REFORZAMIENTO. ATC21H 30032.01		Detailed Evaluation Required? ☒ YES ☐ NO																																																																																																																																																																																																																																														

ANEXO B.

*CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE ROTURA
NÚCLEOS DE CONCRETO DEL EDIFICIO.*



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE ING. CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

CODIGO 2029-097-09-2016

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA E.P. OBSTETRICIA DE LA U.N.J.B.G. - TACNA.
UBICACIÓN : DISTRITO DE TACNA - PROVINCIA DE TACNA - TACNA
SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI ; BACH. CARLOS AGUILAR ESCOBAR
MUESTRA : NUCLEOS DE CONCRETO EXTRAIDAS CON DIAMANTINA
FECHA : TACNA ,26 DE SETIEMBRE DEL 2016

ENSAYO DE COMPRESION DE NUCLEOS DE CONCRETO

N° de	DESCRIPCION	Diametro	Altura	Fecha de	Area	Factor de Corrección	Lectura	Resist.	Resist.
Prob.		cm.	cm.	Rotura	cm²	L/D	Kg.-F	kg./cm²	Corregida
1	VIGA 202 , EJE C TRAMO 1-2	7.5	15	26/09/16	44.18	0.98	12020	272.08	266.63
2	COLUMNA C-1 , EJE 2-C ; 3ER PISO	7.5	15	26/09/16	44.18	0.98	9330	211.19	206.96
3	COLUMNA C-2 , EJE H' - 4 , 1ER PISO	7.5	14	26/09/16	44.18	0.98	12100	273.89	268.41
4	ZAPATA Z-4 , EJE E-4	7.5	12.5	26/09/16	44.18	0.96	13650	308.97	296.61
5	ZAPATA Z-3 , EJE D-4	7.5	7.8	26/09/16	44.18	0.87	12360	279.77	243.40
6	COLUMNA C-2 , EJE G'-1 , 1ER PISO	7.5	14.6	26/09/16	44.18	0.98	12350	279.55	273.96
7	VIGA V-108 , EJE F' , TRAMO 2-3	7.5	13.4	26/09/16	44.18	0.98	12090	273.66	268.19
8	VIGA V-308 , EJE F' , TRAMO 2-3	7.5	12.9	26/09/16	44.18	0.98	10850	245.59	240.68
9	COLUMNA C-5 , EJE G-2' , 2DO PISO	7.5	13.2	26/09/16	44.18	0.98	10630	240.61	235.80

OBSERVACIONES

Las muestras fueron proporcionadas por el solicitante.



Maria E. Duarte Lizarzaburo
JEFE DE LAB. DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETOS Y PAVIMENTOS

MIGUEL A. MARTINEZ LLANQUI
TÉC. LABORATORISTA
Mecánica de Suelos Concretos y Pavimentos

ANEXO C.

*CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA
DEL CONCRETO DEL EDIFICIO.*



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DEL MARTILLO DE REBOTE (ESCLERÓMETRO)

NORMA ASTM C-805 Y NTP 399.181:2013

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE OBSTETRICIA-
UNJBG-TACNA"

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI, BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR
FECHA : SEPTIEMBRE 2016

N°	ZONA DE ENSAYO	UBICACIÓN	NIVEL ENTREPISO	ELEMENTO	NUMERO DE GOLPES										PROMEDIO DE GOLPES	RESISTENCIA f'c (Kgf/cm2)
					1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	10°		
1	PT-01	Eje A-3	1er Piso	C_2	44	42	40	40	42	45	46	45	44	42	43.00	400.00
2	PT-02	Eje C-1	1er Piso	C1	30	33	38	33	35	35	35	34	32	34	33.90	259.00
3	PT-03	Eje D'-1	1er Piso	C5	36	41	38	39	40	38	42	40	37	38	38.90	338.00
4	PT-04	Eje E-1	1er Piso	C3	34	30	33	40	34	32	40	37	35	34	34.90	278.00
5	PT-05	Eje G-1	1er Piso	C5	41	33	40	38	38	40	35	40	35	38	37.80	318.00
6	PT-06	Eje E-TR 2-3	2do Piso	V-205	34	39	38	38	35	32	32	39	32	38	35.70	287.00
7	PT-07	Eje I''', Tr. 1-2	1er Piso	P-01	32	31	33	33	30	29	32	30	30	32	31.20	223.60
8	PT-08	Eje I'', Tr. 1-2	1er Piso	P-02	39	40	38	41	40	40	38	38	37	35	38.60	332.00
9	PT-09	Eje I'-2	1er Piso	C1	38	38	39	42	38	39	37	35	40	36	38.20	324.00
10	PT-10	Eje B-3	1er Piso	C2	40	40	42	42	42	43	41	42	41	39	41.20	372.00
11	PT-11	Eje C-3	1er Piso	C1	34	35	33	32	31	36	31	34	35	31	33.20	252.00
12	PT-12	Eje E-4	1er Piso	C3	38	34	29	32	32	37	33	36	31	32	33.40	254.00
13	PT-13	Eje F'-3	1er Piso	C2	36	34	37	33	36	36	34	32	36	36	35.00	280.00
14	PT-14	Eje H'-2	1er Piso	C2	34	31	29	29	32	30	30	34	29	32	31.00	220.00
15	PT-15	Eje I'-2	1er Piso	C1	39	34	35	34	39	33	35	39	38	40	36.60	302.00
16	PT-16	Eje H', Tr 2-3	1er Piso	V-108	34	38	36	34	38	35	37	34	36	35	35.70	287.00
17	PT-17	Eje G', Tr 2-3	1er Piso	V-108	34	32	32	35	32	34	35	34	32	34	33.40	254.00
18	PT-18	Eje E', Tr 2-3	1er Piso	V-108	34	32	33	35	37	33	32	33	34	32	33.50	255.00
19	PT-19	Eje E, Tr 2-3	1er Piso	V-105	38	33	34	38	40	40	40	40	38	39	38.00	320.00
20	PT-20	Eje B, Tr 2-3	1er Piso	V-101	44	44	40	41	42	43	46	44	42	45	43.10	402.00
21	PT-21	Eje C, Tr 3-4	2do Piso	V-202	33	38	36	38	36	35	36	38	39	36	36.50	300.00
22	PT-22	Eje C-4	2do Piso	C1	39	40	38	40	40	38	40	40	40	41	39.60	346.00
23	PT-23	Eje B-2''	2do Piso	C_2	38	37	37	38	38	39	38	40	36	38	37.90	319.00
24	PT-24	Eje B', Tr 3-4	2do Piso	P-02	32	31	33	34	37	34	35	30	33	32	33.10	251.00
25	PT-25	Eje A- 2''	1er Piso	C_2	29	27	28	28	30	27	24	26	24	25	26.80	163.60
26	PT-26	Eje H'-1	1er Piso	C2	38	38	35	40	34	37	38	37	37	37	37.10	311.00
27	PT-27	Eje H-1	1er Piso	C5	34	36	37	39	36	39	41	38	35	38	37.30	313.00
28	PT-28	Eje G'-1	1er Piso	C2	34	34	34	38	32	38	32	32	27	29	33.00	250.00
29	PT-29	Eje C, Tr 2-3	2do Piso	V-202	42	39	40	39	37	38	36	40	34	37	38.20	324.00
30	PT-30	Eje E'-3	2do Piso	C-4	33	30	33	34	28	29	33	32	35	35	32.20	240.40
31	PT-31	Eje D'-3	2do Piso	C5 Inf	39	34	39	39	38	39	39	38	39	39	38.30	326.00
32	PT-32	Eje D'-3	2do Piso	C5 Sup	34	33	35	34	35	37	34	38	35	35	35.00	280.00
33	PT-33	Eje D-2	2do Piso	C2	33	33	32	36	33	38	32	34	35	34	34.00	260.00
34	PT-34	Eje G'-3	2do Piso	C2	37	40	41	40	41	41	42	39	40	39	40.00	350.00
35	PT-35	Eje F'-3	2do Piso	C2	38	39	35	40	40	34	41	40	41	38	38.60	332.00
36	PT-36	Eje H'-2	2do Piso	C2	39	39	38	40	42	40	39	37	39	39	39.20	342.00
37	PT-37	Eje H-3	2do Piso	C5	36	33	31	38	36	31	32	31	32	35	33.50	255.00
38	PT-38	Eje H-4	3er Piso	C5	38	37	32	36	35	37	36	33	38	37	35.90	289.00
39	PT-39	Eje G'-4	3er Piso	C2	39	40	35	42	42	35	40	35	32	36	37.60	316.00
40	PT-40	Eje F-3	3er Piso	C5	39	40	40	40	44	40	42	39	41	39	40.40	358.00
41	PT-41	Eje D-4	3er Piso	C2	40	42	41	41	40	41	41	38	40	40	40.40	358.00
42	PT-42	Eje D, TR 3-4	3er Piso	V-304	35	32	35	38	40	40	38	34	35	38	36.50	300.00
43	PT-43	Eje E, TR 3-4	3er Piso	V-305	40	41	40	41	44	44	44	46	43	39	42.20	384.00
44	PT-44	Eje G, TR 1-2	3er Piso	V-207	33	31	33	37	38	38	36	35	36	38	35.50	285.00
45	PT-45	Eje 3, TR 3-4	3er Piso	VCH-01	38	36	35	38	37	38	37	37	38	36	37.00	310.00

EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huiza Ccori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291

ANEXO D.

*CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE MECÁNICA DE
SUELOS DEL EDIFICIO.*



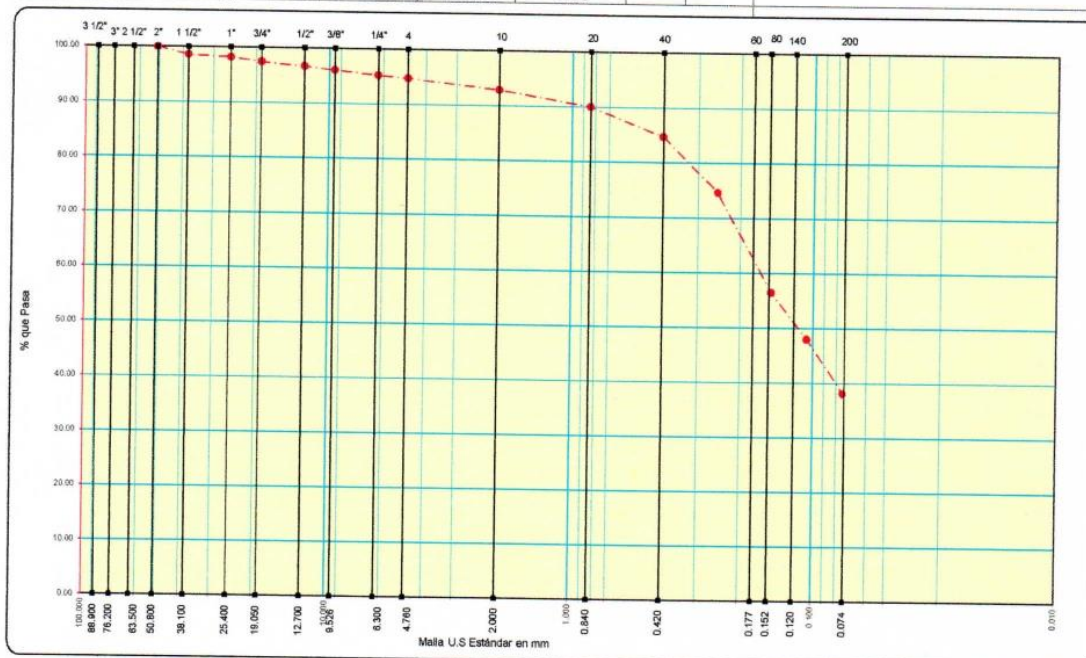
ANÁLISIS MECÁNICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE
OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

MUESTRA : C1 - M1
PROFUNDIDAD : DE 0.10 A 1.05 mts.
FECHA : SEPTIEMBRE 2016

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI,
BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

MALLA	MALLA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
3 1/2"	88.900						Peso Muestra Total (gr.) 32380.00
3"	76.200						Peso Ret. Malla N° 4 (gr.) 1705.50
2 1/2"	63.500						Peso Pste. Malla N° 4 (gr.) 30674.50
2"	50.800				100.00		Peso Fino del Ensayo (gr.) 500.00
1 1/2"	38.100	457.10	1.41	1.41	98.59		Límite Líquido (%) 21.48
1"	25.400	135.00	0.42	1.83	98.17		Límite Plástico (%) 18.87
3/4"	19.050	233.00	0.72	2.55	97.45		Índice de Plasticidad (%) 2.61
1/2"	12.700	244.80	0.76	3.30	96.70		Contenido Humedad (%) 2.92
3/8"	9.526	197.00	0.61	3.91	96.09		SUCS SM
1/4"	6.300	274.00	0.85	4.76	95.24		OBSERVACIONES:
N° 4	4.760	164.60	0.51	5.27	94.73		
N° 8	2.380						
N° 10	2.000	9.80	1.86	7.12	92.88		
N° 16	1.190						
N° 20	0.840	15.20	2.88	10.00	90.00		
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	27.90	5.29	15.29	84.71		
N° 50	0.297						
N° 60	0.250	53.30	10.10	25.39	74.61		
N° 100	0.149	95.70	18.13	43.52	56.48		
N° 140	0.106	44.90	8.51	52.03	47.97		
N° 200	0.075	52.10	9.87	61.90	38.10		
< 200	0.073	201.10	38.10	100.00	0.00		



EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huisa Ccori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291



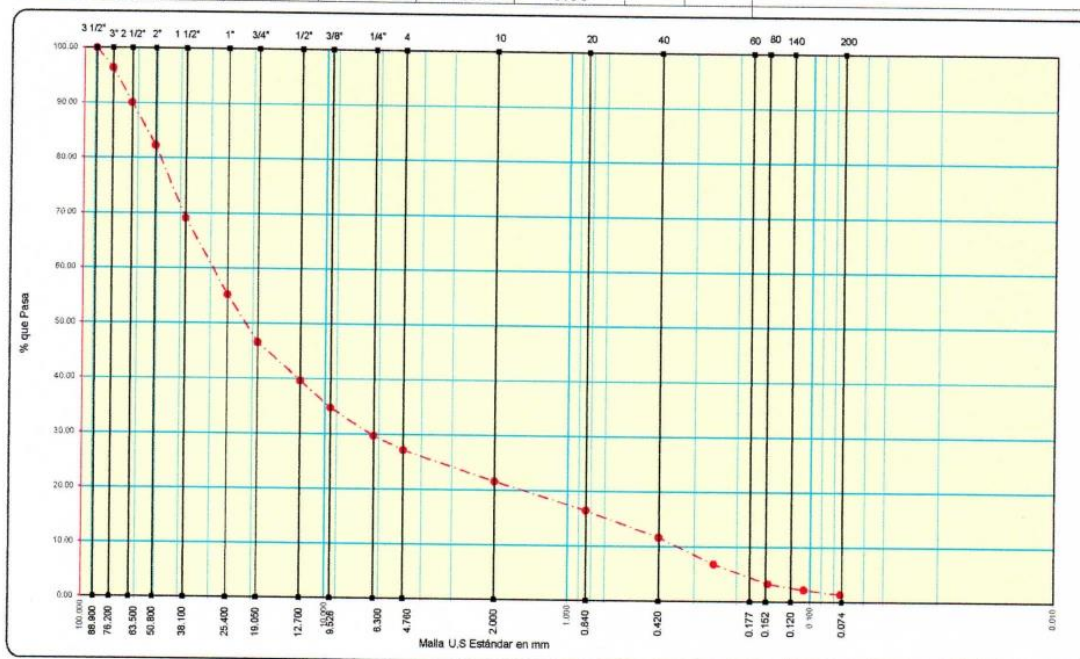
ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE
OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

MUESTRA : C1 - M2
PROFUNDIDAD : DE 1.05 A 2.80 mts.
FECHA : SEPTIEMBRE 2016

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI,
BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

MALLA	MALLA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
3 1/2"	88.900				100.00		Peso Muestra Total (gr.) 44845.00
3"	76.200	1630.00	3.63	3.63	96.37		Peso Ret. Malla N° 4 (gr.) 32675.00
2 1/2"	63.500	2820.00	6.29	9.92	90.08		Peso Pste. Malla N° 4 (gr.) 12170.00
2"	50.800	3490.00	7.78	17.71	82.29		Peso Fino del Ensayo (gr.) 500.00
1 1/2"	38.100	5940.00	13.25	30.95	69.05		Limite Liquido (%) N.P.
1"	25.400	6230.00	13.89	44.84	55.16		Limite Plastico (%) N.P.
3/4"	19.050	3885.00	8.66	53.51	46.49		Indice de Plasticidad (%) N.P.
1/2"	12.700	3085.00	6.88	60.39	39.61		Contenido Humedad (%) 2.89
3/8"	9.526	2205.00	4.92	65.30	34.70		SUCS GP
1/4"	6.300	2240.00	4.99	70.30	29.70		OBSERVACIONES:
N° 4	4.760	1150.00	2.56	72.86	27.14		D ₈₀ = 29.83 Cc= 3.91
N° 8	2.380						D ₃₀ = 6.49 Cu= 82.55
N° 10	2.000	102.90	5.58	78.45	21.55		D ₁₀ = 0.36
N° 16	1.190						
N° 20	0.840	94.60	5.13	83.58	16.42		
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	87.50	4.75	88.33	11.67		
N° 50	0.297						
N° 60	0.250	89.10	4.84	93.17	6.83		
N° 100	0.149	64.90	3.52	96.69	3.31		
N° 140	0.106	20.40	1.11	97.80	2.20		
N° 200	0.075	15.00	0.81	98.61	1.39		
< 200	0.073	25.60	1.39	100.00	0.00		



EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huiza Acori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291



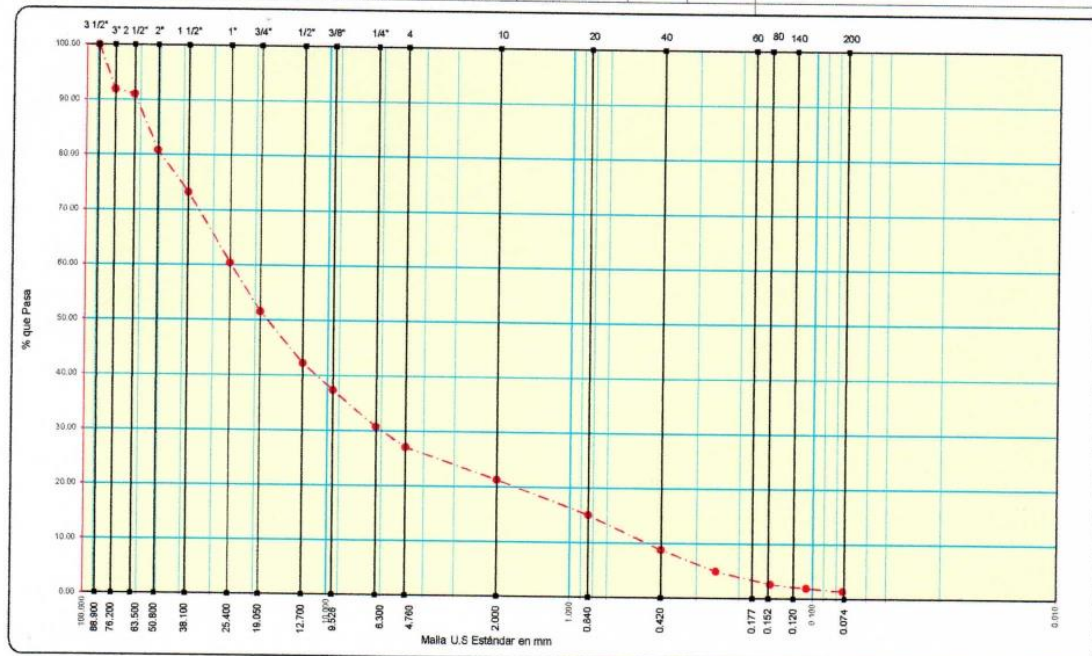
ANÁLISIS MECÁNICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE
OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

MUESTRA : C2 - M1
PROFUNDIDAD : DE 0.15 A 2.38 mts.
FECHA : SEPTIEMBRE 2016

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI,
BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

MALLA	MALLA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
3 1/2"	88.900				100.00		Peso Muestra Total (gr.) 47615.00
3"	76.200	3865.00	8.12	8.12	91.88		Peso Ret. Malla N° 4 (gr.) 34735.00
2 1/2"	63.500	400.00	0.84	8.96	91.04		Peso Pste. Malla N° 4 (gr.) 12880.00
2"	50.800	4870.00	10.23	19.19	80.81		Peso Fino del Ensayo (gr.) 500.00
1 1/2"	38.100	3620.00	7.60	26.79	73.21		Limite Liquido (%) N.P.
1"	25.400	6125.00	12.86	39.65	60.35		Limite Plastico (%) N.P.
3/4"	19.050	4190.00	8.80	48.45	51.55		Indice de Plasticidad (%) N.P.
1/2"	12.700	4470.00	9.39	57.84	42.16		Contenido humedad (%) 0.86
3/8"	9.526	2295.00	4.82	62.66	37.34		SUCS GP
1/4"	6.300	3170.00	6.66	69.32	30.68		OBSERVACIONES:
N° 4	4.760	1730.00	3.63	72.95	27.05		D ₅₀ = 25.15 C _c = 2.87
N° 8	2.380						D ₃₀ = 6.01 C _u = 50.26
N° 10	2.000	106.40	5.76	78.71	21.29		D ₁₀ = 0.50
N° 16	1.190						
N° 20	0.840	116.00	6.28	84.98	15.02		
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	114.70	6.21	91.19	8.81		
N° 50	0.297						
N° 60	0.250	71.80	3.88	95.07	4.93		
N° 100	0.149	42.50	2.30	97.37	2.63		
N° 140	0.106	12.60	0.68	98.05	1.95		
N° 200	0.075	10.20	0.55	98.60	1.40		
< 200	0.073	25.80	1.40	100.00	0.00		



EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993
Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huiza Ccori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291



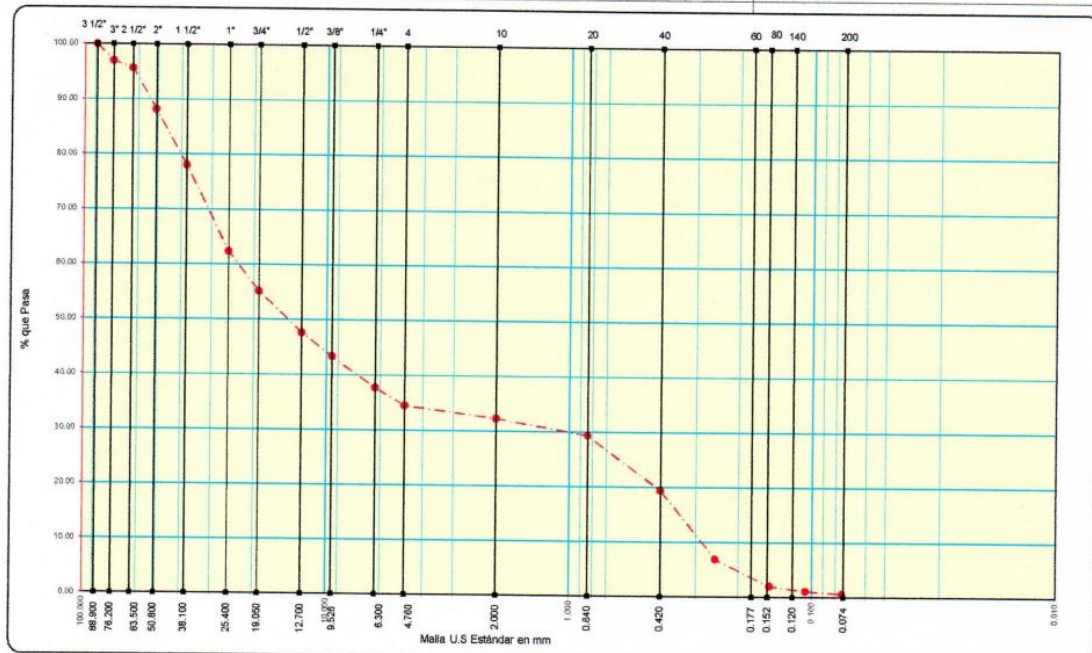
ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE
OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

MUESTRA : C3 - M1
PROFUNDIDAD : 1.05 mts.
FECHA : SEPTIEMBRE 2016

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI,
BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

MALLA	MALLA (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	OBSERVACIONES
3 1/2"	88.900				100.00		Peso Muestra Total (gr.) 47630.00
3"	76.200	1430.00	3.00	3.00	97.00		Peso Ret. Malla N° 4 (gr.) 31210.00
2 1/2"	63.500	625.00	1.31	4.31	95.69		Peso Pste. Malla N° 4 (gr.) 16420.00
2"	50.800	3605.00	7.57	11.88	88.12		Peso Fino del Ensayo (gr.) 500.00
1 1/2"	38.100	4820.00	10.12	22.00	78.00		Limite Liquido (%) N.P.
1"	25.400	7460.00	15.66	37.67	62.33		Limite Plastico (%) N.P.
3/4"	19.050	3450.00	7.24	44.91	55.09		Indice de Plasticidad (%) N.P.
1/2"	12.700	3575.00	7.51	52.41	47.59		Contenido Humedad (%) 1.68
3/8"	9.526	2030.00	4.26	56.68	43.32		SUCS GP
1/4"	6.300	2690.00	5.65	62.32	37.68		OBSERVACIONES:
N° 4	4.760	1525.00	3.20	65.53	34.47		D ₆₀ = 23.35 Cc= 0.18
N° 8	2.380						D ₃₀ = 1.10 Cu= 79.82
N° 10	2.000	32.60	2.25	67.77	32.23		D ₁₀ = 0.29
N° 16	1.190						
N° 20	0.840	41.80	2.88	70.66	29.34		
N° 30	0.590						
N° 40	0.420	144.60	9.97	80.63	19.37		
N° 50	0.297						
N° 60	0.250	181.40	12.51	93.13	6.87		
N° 100	0.149	70.80	4.88	98.01	1.99		
N° 140	0.106	13.20	0.91	98.92	1.08		
N° 200	0.075	6.50	0.45	99.37	0.63		
< 200	0.073	9.10	0.63	100.00	0.00		



EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huira Ecori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291

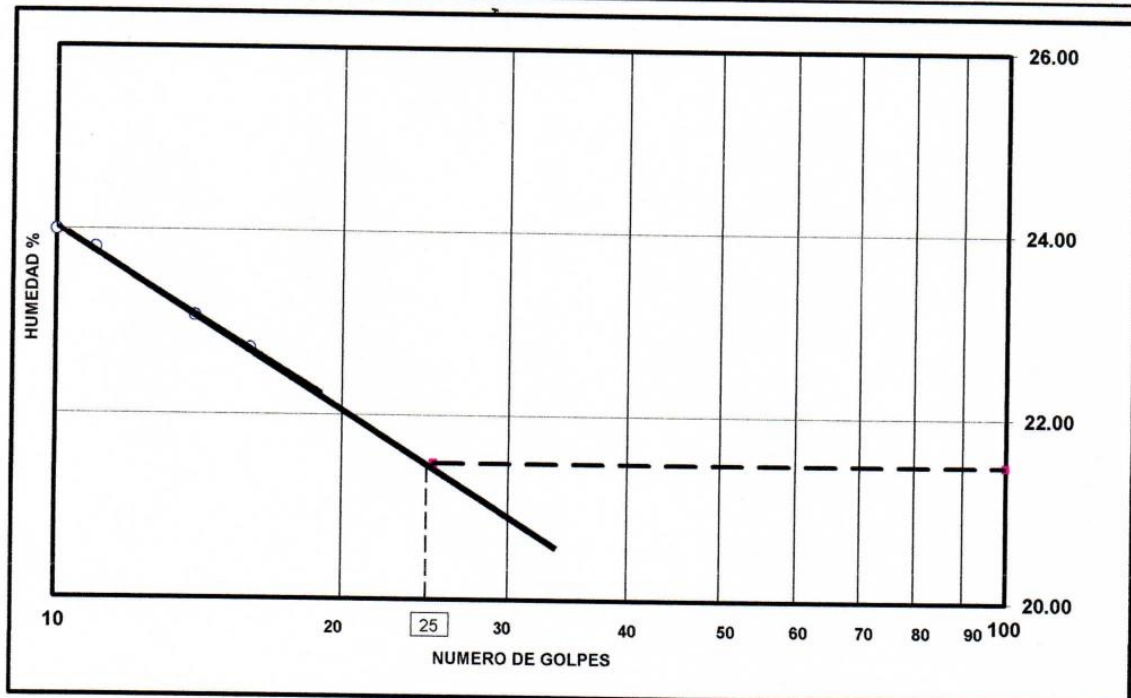


UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO



LIMITES DE ATTERBERG ASTM D 4318-84

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA							FECHA		
PROFESIONAL DE OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"							SEPTIEMBRE 2016		
SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI, BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR							C-1 M-1		
DESCRIPCION	UNID.	LIMITE LIQUIDO						LIMITE PLASTICO	
N° DE GOLPES		16	14	11	10				
TARRO N°		8	5	6	7			T-1	T-2
PESO SUELO HUMEDO + TARA	gr.	19.20	22.10	21.40	20.10			7.40	7.60
PESO SUELO SECO + TARA	gr.	17.70	20.00	19.40	18.30			6.90	7.10
PESO DEL AGUA	gr.	1.50	2.10	2.00	1.80			0.50	0.50
PESO DE LA TARA	gr.	11.10	10.90	11.00	10.80			4.30	4.40
PESO DEL SUELO SECO	gr.	6.60	9.10	8.40	7.50			2.60	2.70
HUMEDAD	%	22.73	23.08	23.81	24.00			19.23	18.52
L L: 21.48 %		L P: 18.87 %		I P: 2.61 %					



EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huísa Coori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216-92

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

FECHA
SEPTIEMBRE 2016

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI,
BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

DESCRIPCION	UNIDAD				
		C1-M1	C1-M2	C2- M1	C3-M1
HUMEDAD ASTM D 2216 - 92					
1 TARA Nº		P-2	P-1	P-3	P-5
2 PESO DE LA TARA	gr.	78.30	118.00	191.60	141.20
3 PESO SUELO HUMEDO + TARA	gr.	818.40	1683.30	1357.70	1500.00
4 PESO SUELO SECO + TARA	gr.	797.40	1639.40	1347.70	1477.50
5 PESO DEL AGUA (3-4)	gr.	21.00	43.90	10.00	22.50
6 PESO DEL SUELO SECO (4-2)	gr.	719.10	1521.40	1156.10	1336.30
7 CONTENIDO DE HUMEDAD (100*5/6)	%	2.92	2.89	0.86	1.68

EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huisa Cori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA DE MINAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CONCRETO



PESO ESPECIFICO DE FRACCION GRUESA

TESIS "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA PROFESIONAL

DE OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI, BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA : SEPTIEMBRE 2016

DESCRIPCION	UNIDAD	MUESTRAS		
		C1-M2	C2-M1	C3-M1
Fracción retenida en tamiz de		Nº 4	Nº 4	Nº 4
Peso muestra seca	Pulg.			
	A	1395.00	1504.10	1402.20
Peso muestra humedecida 24 horas con superficie seca (SSS)	gr.			
	B	1405.00	1516.00	1409.60
Peso muestra SSS sumergida en el agua	gr.			
	C	885.00	940.30	888.80
PESO ESPECIFICO APARENTE SSS	Peso especif. = A/(A-C)	2.735	2.668	2.731
PESO ESPECIFICO DE MASA SSS	Peso especif. = B/(B-C)	2.702	2.633	2.707
PESO ESPECIFICO DE MASA	Peso especif. = A/(B-C)	2.683	2.613	2.692

EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huiza Cori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291



DENSIDAD IN SITU

TESIS : "EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE OBSTETRICIA-UNJBG-TACNA"

FECHA
SEPTIEMBRE 2016

SOLICITA : BACH. JULIO CESAR AGUILAR CHANINI, BACH. CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

DENSIDAD N°	UNIDAD	1	2	3
CALICATA	N°	C-1 M2	C2-M1	C3-M1
UBICACIÓN	Lado	FONDO	FONDO	FONDO
PROFUNDIDAD	m.	0.15	0.14	0.13
A.- DENSIDAD DE CAMPO		Cono 1	Cono 1	Cono 1
1 PESO ARENA + FRASCO	gr.	7140	7220	7310
2 PESO ARENA QUE QUEDA EN EL FRASCO	gr.	2130	2750	1310
3 PESO DE LA ARENA EN EL CONO	gr.	1591	1591	1591
4 PESO DE LA ARENA EN LA CAVIDAD (1-2-3)	gr.	3419	2879	4409
5 DENSIDAD DE LA ARENA	gr./cm3	1.511	1.511	1.511
6 VOLUMEN DE LA CAVIDAD (4/5)	cm3.	2263	1905	2918
7 PESO MUESTRA HUMEDA + TARA	gr.	4880	4200	6325
8 PESO DE LA TARA	gr.	4	4	4
9 PESO MUESTRA HUMEDA NETA (7-8)	gr.	4876	4196	6321
10 PESO MUESTRA SECA NETA (9*100)/(100+24)	gr.	4701	4121	6155
11 PESO SUELO RETENIDO EN TAMIZ N°4	gr.	3003	2327	3850
12 PESO ESPECIFICO SUELO RETENIDO EN TAMIZ N°4	gr/cm3	2.683	2.613	2.692
13 VOLUMEN SUELO RETENIDO EN TAMIZ N° 4 (11/12)	cm3.	1119	891	1430
14 PESO SUELO PASANTE TAMIZ N° 4 (10-11)	gr.	1698	1794	2305
15 VOLUMEN SUELO PASANTE TAMIZ N° 4 (6-13)	cm3.	1143	1015	1488
16 PORCENTAJE SUELO RETENIDO EN TAMIZ N° 4 (11*100/10)	%	63.88	56.46	62.55
17 PORCENTAJE SUELO PASANTE TAMIZ N° 4 (14*100/10)	%	36.12	43.54	37.45
B.- HUMEDAD ASTM D 2216 - 92				
18 N° DE TARA		3	5	1
19 PESO DE LA TARA	gr.	191.60	141.40	118.40
20 PESO SUELO HUMEDO + TARA	gr.	1100.0	900.00	818.40
21 PESO SUELO SECO + TARA	gr.	1067.4	886.50	800.00
22 PESO DEL AGUA (17-18)	gr.	32.60	13.50	18.40
23 PESO DEL SUELO SECO (18-16)	gr.	875.80	745.10	681.60
24 CONTENIDO DE HUMEDAD (100*22/23)	%	3.72	1.81	2.70
C.- GRADO DE COMPACTACION				
25 DENSIDAD DEL SUELO HUMEDO (9/6)	gr./cm3	2.155	2.202	2.166
26 DENSIDAD DE CAMPO (100*25/100+24)	gr./cm3	2.078	2.163	2.109

EDGAR CHRISTIAN J. TISNADO VALDIVIA
ING. GEÓLOGO GEOTÉCNICO
Reg. CIP 156993

Técnico de Laboratorio



Msc. Carlos Huiza Ccori
Jefe de Laboratorio
CIP N° 37291

ANEXO E.

CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO.



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJB-TACNA-TACNA
CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR
CALICATA : C-01_M-01
ESPECIMEN : C-01

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE	
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.) 503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.) 124.20
Densidad Natural	(gr/cm ³)	2.07	Carga Adicionada	(kg.) 15.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga	0.50
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.) 15.50
Peso	(gr.)	124.20	Velocidad de Carga	(mm/min) 0.138
Densidad Seca	(gr/cm ³)	1.95	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²) 0.517

CONTENIDO DE HUMEDAD FINAL		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.) 69.90	Natural	
P. Suelo Seco + Tara	(gr.) 66.60	Compactado	X
P. de Tara	(gr.) 14.20	Humedad Laboratorio	8.02%
Contenido de Humedad	6.30%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	12.50	0.1250	1.00	0.00
7.00	0.07	12.50	0.1250	3.00	0.01
15.00	0.15	12.60	0.1260	3.00	0.01
21.00	0.21	12.60	0.1260	4.00	0.01
32.00	0.32	12.70	0.1270	5.00	0.02
42.00	0.42	12.80	0.1280	12.00	0.04
54.00	0.54	12.80	0.1280	14.00	0.05
71.00	0.71	12.90	0.1290	17.00	0.06
84.00	0.84	12.90	0.1290	30.00	0.10
92.00	0.92	12.95	0.1295	42.00	0.14
104.00	1.04	13.00	0.1300	56.00	0.18
117.00	1.17	13.00	0.1300	67.00	0.21
141.00	1.41	13.00	0.1300	83.00	0.26
172.00	1.72	13.05	0.1305	91.00	0.28
182.00	1.82	13.10	0.1310	100.00	0.31
204.00	2.04	13.15	0.1315	107.00	0.33
227.00	2.27	13.20	0.1320	113.00	0.34
253.00	2.53	13.30	0.1330	117.00	0.35
271.00	2.71	13.30	0.1330	120.00	0.35
294.00	2.94	13.30	0.1330	125.00	0.36
320.00	3.20	13.30	0.1330	128.00	0.37
340.00	3.40	13.30	0.1330	129.00	0.36
362.00	3.62	13.30	0.1330	132.00	0.37
385.00	3.85	13.40	0.1340	134.00	0.37
399.00	3.99	13.40	0.1340	135.00	0.37
425.00	4.25	13.40	0.1340	137.00	0.37
445.00	4.45	13.40	0.1340	139.00	0.37
475.00	4.75	13.50	0.1350	139.00	0.36
495.00	4.95	13.50	0.1350	139.00	0.36
517.00	5.17	13.50	0.1350	138.00	0.35
539.00	5.39	13.50	0.1350	136.00	0.34
584.00	5.84	13.50	0.1350	134.00	0.32
607.00	6.07	13.50	0.1350	134.00	0.32
634.00	6.34	13.50	0.1350	133.00	0.31
654.00	6.54	13.50	0.1350	134.00	0.31
674.00	6.74	13.50	0.1350	133.00	0.30
705.00	7.05	13.50	0.1350	132.00	0.29
730.00	7.30	13.50	0.1350	131.00	0.28
743.00	7.43	13.50	0.1350	130.00	0.28



EDWIN HILARIO CONDOMI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P.N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Hidrogeología y Geotecnia para la Construcción y Minería

Ing. Ing. INTERNACIONAL QINSE C. S. A.
2016 para el desarrollo de obras y proyectos



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJB-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-01

ESPECIMEN : C-02

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE	
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.) 503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.) 124.20
Densidad Natural	(gr/cm ³)	2.07	Carga Adicionada	(kg.) 30.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga	1.00
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.) 30.50
Peso	(gr.)	124.20	Velocidad de Carga	(mm/min) 0.138
Densidad Seca	(gr/cm ³)	1.95	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²) 1.017

CONTENIDO DE HUMEDAD		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.) 150.50	Natural	
P. Suelo Seco + Tara	(gr.) 142.90	Compactado	X
P. de Tara	(gr.) 14.30	Humedad Laboratorio	8.02%
Contenido de Humedad	5.91%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	108.00	1.0800	2.00	0.01
10.00	0.10	110.00	1.1000	4.00	0.01
14.00	0.14	110.50	1.1050	21.00	0.07
17.00	0.17	111.00	1.1100	47.00	0.16
27.00	0.27	111.10	1.1110	76.00	0.25
35.00	0.35	111.10	1.1110	85.00	0.28
43.00	0.43	111.50	1.1150	94.00	0.31
57.00	0.57	112.00	1.1200	109.00	0.36
74.00	0.74	112.00	1.1200	121.00	0.40
94.00	0.94	112.00	1.1200	134.00	0.43
115.00	1.15	112.10	1.1210	140.00	0.45
125.00	1.25	112.20	1.1220	147.00	0.47
141.00	1.41	112.50	1.1250	157.00	0.50
163.00	1.63	112.70	1.1270	167.00	0.52
184.00	1.84	112.80	1.1280	178.00	0.55
208.00	2.08	112.90	1.1290	187.00	0.57
230.00	2.30	112.90	1.1290	195.00	0.59
252.00	2.52	113.00	1.1300	202.00	0.60
277.00	2.77	113.10	1.1310	210.00	0.61
301.00	3.01	113.20	1.1320	218.00	0.63
321.00	3.21	113.30	1.1330	223.00	0.64
347.00	3.47	113.40	1.1340	229.00	0.64
369.00	3.69	113.50	1.1350	237.00	0.66
390.00	3.90	113.50	1.1350	241.00	0.66
413.00	4.13	114.00	1.1400	248.00	0.67
430.00	4.30	114.00	1.1400	250.00	0.67
460.00	4.60	114.00	1.1400	252.00	0.66
488.00	4.88	114.00	1.1400	253.00	0.65
507.00	5.07	114.00	1.1400	255.00	0.65
524.00	5.24	114.10	1.1410	255.00	0.64
545.00	5.45	114.10	1.1410	256.00	0.63
572.00	5.72	114.10	1.1410	258.00	0.63
600.00	6.00	114.10	1.1410	259.00	0.62
621.00	6.21	114.10	1.1410	259.00	0.61
642.00	6.42	114.10	1.1410	261.00	0.60
666.00	6.66	114.10	1.1410	261.00	0.59
640.00	6.40	114.10	1.1410	260.00	0.60
730.00	7.30	114.10	1.1410	265.00	0.57
744.00	7.44	114.10	1.1410	264.00	0.56



ED HILARIO CONDORI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P.N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Ingeniería y Geotecnia para la Construcción y Minería

Ing. JUAN DONALD QUISEP GILZAYA
Ingeniero de Suelos y Pavimentos



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJBG-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-01

ESPECIMEN : C-03

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE	
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.) 503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.) 124.20
Densidad Humeda	(gr/cm ³)	2.07	Carga Adicionada	(kg.) 60.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga	2.00
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.) 60.50
Peso	(gr.)	124.20	Velocidad de Carga	(mm/min) 0.14
Densidad Seca	(gr/cm ³)	1.96	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²) 2.02

CONTENIDO DE HUMEDAD		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.) 145.00	Natural	
P. Suelo Seco + Tara	(gr.) 137.80	Compactado	X
P. de Tara	(gr.) 14.30	Humedad Laboratorio	8.02%
Contenido de Humedad	5.83%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
4.00	0.04	94.50	0.9450	10.00	0.03
12.00	0.12	95.10	0.9510	23.00	0.08
17.00	0.17	96.00	0.9600	33.00	0.11
33.00	0.33	96.00	0.9600	55.00	0.18
40.00	0.40	97.00	0.9700	78.00	0.26
47.00	0.47	97.00	0.9700	93.00	0.31
57.00	0.57	97.10	0.9710	121.00	0.40
67.00	0.67	97.10	0.9710	134.00	0.44
79.00	0.79	97.50	0.9750	143.00	0.47
87.00	0.87	97.90	0.9790	157.00	0.51
101.00	1.01	98.00	0.9800	184.00	0.59
114.00	1.14	98.10	0.9810	210.00	0.67
137.00	1.37	98.20	0.9820	239.00	0.76
161.00	1.61	98.40	0.9840	265.00	0.83
180.00	1.80	98.50	0.9850	282.00	0.87
202.00	2.02	98.50	0.9850	302.00	0.92
221.00	2.21	98.50	0.9850	323.00	0.98
245.00	2.45	98.60	0.9860	334.00	1.00
268.00	2.68	98.60	0.9860	349.00	1.03
291.00	2.91	98.70	0.9870	356.00	1.03
313.00	3.13	98.80	0.9880	370.00	1.06
336.00	3.36	98.90	0.9890	381.00	1.08
363.00	3.63	99.00	0.9900	385.00	1.07
388.00	3.88	100.00	1.0000	390.00	1.07
411.00	4.11	100.00	1.0000	402.00	1.09
427.00	4.27	100.00	1.0000	412.00	1.10
433.00	4.33	100.10	1.0010	420.00	1.12
471.00	4.71	100.20	1.0020	431.00	1.12
492.00	4.92	100.20	1.0020	442.00	1.13
515.00	5.15	100.20	1.0020	453.00	1.14
540.00	5.40	100.20	1.0020	462.00	1.15
567.00	5.67	100.20	1.0020	475.00	1.16
598.00	5.98	100.20	1.0020	479.00	1.14
615.00	6.15	100.20	1.0020	483.00	1.14
639.00	6.39	100.20	1.0020	485.00	1.12
666.00	6.66	100.20	1.0020	487.00	1.10
690.00	6.90	100.20	1.0020	488.00	1.09
713.00	7.13	100.20	1.0020	488.00	1.07
733.00	7.33	100.20	1.0020	487.00	1.05



EDWIN HILARIO CONDONI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P. N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Ingeniería y Geotecnia para la Construcción y Mantenimiento
Ing. JAVIER RENALDO QUISPE CALZAYA
Jefe Lab. Mecánica de Suelos y Pavimentos



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJBG-TACNA-TACNA

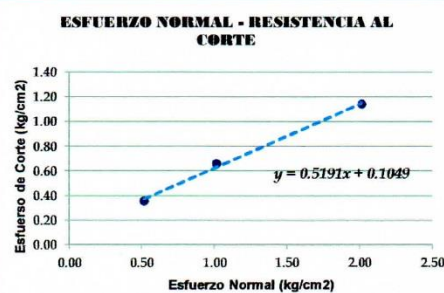
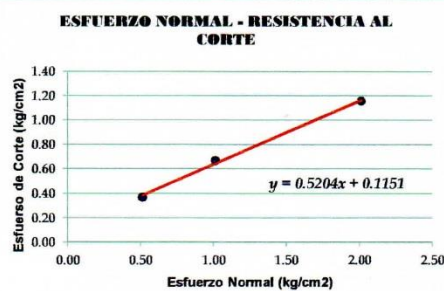
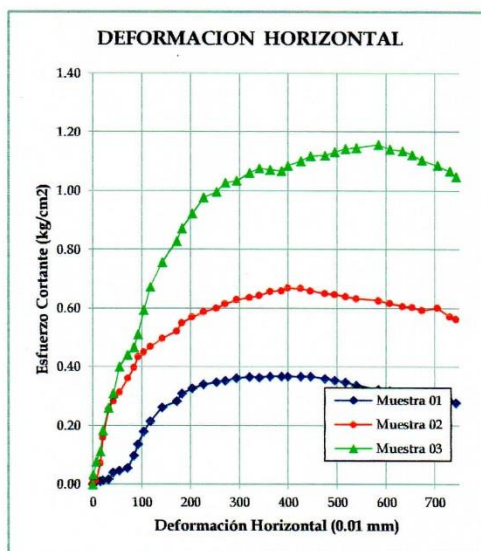
CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-01

ESPECIMEN : C-01-02-03

GRAFICO DE CORTE DIRECTO

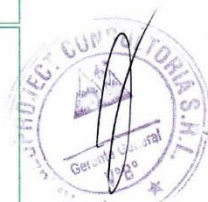


COHESIÓN (C)
ANGULO DE (φ)
FRICCIÓN

	MAXIMO	RESIDUAL
COHESIÓN (C)	0.115	0.104
ANGULO DE FRICCIÓN (φ)	27.49	27.43

EDWIN HILARIO CONDORI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P. N° 99743

Sach Ing. JAVIER RONALD QUNSE CARRAZA
Jefe Lab. Mecánica de Suelos y Pavimentos





HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJB-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-02

ESPECIMEN : C-01

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE	
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.) 503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.) 129.60
Densidad Natural	(gr/cm ³)	2.16	Carga Adicionada	(kg.) 15.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga	0.50
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.) 15.50
Peso	(gr.)	129.60	Velocidad de Carga	(mm/min) 0.138
Densidad Seca	(gr/cm ³)	2.07	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²) 0.517

CONTENIDO DE HUMEDAD FINAL		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.) 66.90	Natural	
P. Suelo Seco + Tara	(gr.) 64.60	Compactado	X
P. de Tara	(gr.) 14.20	Humedad lab	6.58%
Contenido de Humedad	4.56%	Clasificación	(SUCS) GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	39.00	0.3900	2.00	0.01
5.00	0.05	40.00	0.4000	3.00	0.01
12.00	0.12	40.80	0.4080	3.00	0.01
20.00	0.20	41.20	0.4120	3.00	0.01
28.00	0.28	41.50	0.4150	5.00	0.02
35.00	0.35	41.80	0.4180	7.00	0.02
45.00	0.45	42.00	0.4200	29.00	0.10
55.00	0.55	42.30	0.4230	54.00	0.18
70.00	0.70	42.50	0.4250	63.00	0.21
81.00	0.81	43.00	0.4300	71.00	0.23
99.00	0.99	43.20	0.4320	78.00	0.25
113.00	1.13	43.40	0.4340	82.00	0.26
134.00	1.34	43.70	0.4370	90.00	0.29
155.00	1.55	43.80	0.4380	95.00	0.30
177.00	1.77	44.00	0.4400	100.00	0.31
201.00	2.01	44.20	0.4420	107.00	0.33
224.00	2.24	44.30	0.4430	115.00	0.35
247.00	2.47	44.50	0.4450	121.00	0.36
271.00	2.71	44.60	0.4460	126.00	0.37
319.00	3.19	44.80	0.4480	134.00	0.38
345.00	3.45	45.00	0.4500	137.00	0.39
366.00	3.66	45.00	0.4500	141.00	0.39
380.00	3.80	45.00	0.4500	141.00	0.39
397.00	3.97	45.00	0.4500	142.00	0.39
419.00	4.19	45.20	0.4520	145.00	0.39
445.00	4.45	45.20	0.4520	146.00	0.39
471.00	4.71	45.20	0.4520	149.00	0.39
496.00	4.96	45.20	0.4520	150.00	0.38
521.00	5.21	45.20	0.4520	152.00	0.38
540.00	5.40	45.30	0.4530	153.00	0.38
559.00	5.59	45.30	0.4530	155.00	0.38
572.00	5.72	45.30	0.4530	156.00	0.38
597.00	5.97	45.30	0.4530	157.00	0.37
615.00	6.15	45.30	0.4530	158.00	0.37
635.00	6.35	45.30	0.4530	158.00	0.37
644.00	6.44	45.30	0.4530	157.00	0.36
655.00	6.55	45.30	0.4530	157.00	0.36
667.00	6.67	45.30	0.4530	156.00	0.35
680.00	6.80	45.30	0.4530	156.00	0.35



EDWIN HILARIO CONDOR MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P.N° 99743

HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Hidrogeología y Geotecnia para la Construcción y Minería
JAVIER DONALD GINSPE GILZAYA
Ingeniero de Obras y Planificación



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJB-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-02

ESPECIMEN : C-02

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		DATOS DE CORTE	
Diametro (cm.)	6.00	Sobre carga (gr.)	503.50
Altura (cm.)	2.00	Peso de Muestra (gr.)	129.60
Densidad Natural (gr/cm ³)	2.16	Carga Adicionada (kg.)	30.00
Area (cm ²)	30.00	Relación de Carga	1.00
Volumen (cm ³)	60.00	Carga Normal Total (kg.)	30.50
Peso (gr.)	129.60	Velocidad de Carga (mm/min)	0.138
Densidad Seca (gr/cm ³)	2.07	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	1.017

CONTENIDO DE HUMEDAD		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara (gr.)	147.30	Natural	
P. Suelo Seco + Tara (gr.)	141.90	Compactado	X
P. de Tara (gr.)	14.30	Humedad lab	6.58%
Contenido de Humedad	4.23%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	77.00	0.7700	1.00	0.00
8.00	0.08	78.00	0.7800	2.00	0.01
14.00	0.14	78.20	0.7820	12.00	0.04
19.00	0.19	78.50	0.7850	28.00	0.09
23.00	0.23	79.50	0.7950	54.00	0.18
27.00	0.27	80.00	0.8000	67.00	0.22
44.00	0.44	80.50	0.8050	87.00	0.29
58.00	0.58	81.00	0.8100	101.00	0.33
71.00	0.71	81.20	0.8120	113.00	0.37
87.00	0.87	81.40	0.8140	123.00	0.40
101.00	1.01	81.60	0.8160	131.00	0.42
115.00	1.15	81.70	0.8170	139.00	0.45
138.00	1.38	81.80	0.8180	151.00	0.48
159.00	1.59	82.00	0.8200	161.00	0.50
181.00	1.81	82.00	0.8200	170.00	0.53
204.00	2.04	82.00	0.8200	179.00	0.55
224.00	2.24	82.00	0.8200	187.00	0.56
245.00	2.45	82.00	0.8200	193.00	0.58
267.00	2.67	82.10	0.8210	197.00	0.58
290.00	2.90	82.10	0.8210	205.00	0.60
321.00	3.21	82.10	0.8210	217.00	0.62
342.00	3.42	82.10	0.8210	225.00	0.63
366.00	3.66	82.10	0.8210	232.00	0.64
390.00	3.90	82.20	0.8220	240.00	0.66
406.00	4.06	82.20	0.8220	246.00	0.67
427.00	4.27	82.20	0.8220	251.00	0.67
455.00	4.55	82.30	0.8230	257.00	0.67
475.00	4.75	82.30	0.8230	260.00	0.67
499.00	4.99	82.30	0.8230	263.00	0.67
529.00	5.29	82.30	0.8230	267.00	0.67
550.00	5.50	82.30	0.8230	268.00	0.66
572.00	5.72	82.30	0.8230	269.00	0.65
599.00	5.99	82.30	0.8230	270.00	0.64
630.00	6.30	82.30	0.8230	271.00	0.63
649.00	6.49	82.30	0.8230	271.00	0.62
672.00	6.72	82.30	0.8230	270.00	0.61
696.00	6.96	82.30	0.8230	269.00	0.60
720.00	7.20	82.30	0.8230	269.00	0.58
749.00	7.49	82.30	0.8230	268.00	0.57



EDWIN HILARIO CONDOMI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P.N° 99743

HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Ingeniería y Geotecnia para la Construcción
Ing. JAVIER RONALD QUIROPE C. 12004
Ingeniero de Obras y Pavimentación



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJB-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-02

ESPECIMEN : C-03

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		DATOS DE CORTE	
Diametro (cm.)	6.00	Sobre carga (gr.)	503.50
Altura (cm.)	2.00	Peso de Muestra (gr.)	129.60
Densidad Humeda (gr/cm ³)	2.16	Carga Adicionada (kg.)	60.00
Area (cm ²)	30.00	Relación de Carga	2.00
Volumen (cm ³)	60.00	Carga Normal Total (kg.)	60.50
Peso (gr.)	129.60	Velocidad de Carga (mm/min)	0.14
Densidad Seca (gr/cm ³)	2.07	Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	2.02

CONTENIDO DE HUMEDAD		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara (gr.)	141.00	Natural	
P. Suelo Seco + Tara (gr.)	135.60	Compactado	X
P. de Tara (gr.)	14.30	Humedad lab	6.58%
Contenido de Humedad	4.45%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	165.00	1.6500	1.00	0.00
10.00	0.10	170.00	1.7000	10.00	0.03
20.00	0.20	172.00	1.7200	30.00	0.10
23.00	0.23	173.00	1.7300	51.00	0.17
28.00	0.28	174.00	1.7400	87.00	0.29
35.00	0.35	174.50	1.7450	120.00	0.40
45.00	0.45	175.00	1.7500	152.00	0.50
60.00	0.60	175.50	1.7550	180.00	0.59
77.00	0.77	176.00	1.7600	202.00	0.66
90.00	0.90	177.00	1.7700	222.00	0.72
104.00	1.04	177.50	1.7750	237.00	0.76
117.00	1.17	177.90	1.7790	250.00	0.80
140.00	1.40	178.20	1.7820	268.00	0.85
162.00	1.62	178.30	1.7830	285.00	0.89
185.00	1.85	178.50	1.7850	295.00	0.91
206.00	2.06	178.80	1.7880	310.00	0.94
229.00	2.29	179.00	1.7900	322.00	0.97
259.00	2.59	179.20	1.7920	338.00	1.00
272.00	2.72	179.50	1.7950	347.00	1.02
299.00	2.99	179.70	1.7970	366.00	1.06
319.00	3.19	179.80	1.7980	377.00	1.08
342.00	3.42	179.80	1.7980	386.00	1.09
372.00	3.72	180.00	1.8000	396.00	1.10
391.00	3.91	180.50	1.8050	405.00	1.11
414.00	4.14	180.50	1.8050	417.00	1.12
436.00	4.36	180.50	1.8050	426.00	1.13
458.00	4.58	181.00	1.8100	437.00	1.14
482.00	4.82	181.00	1.8100	446.00	1.15
509.00	5.09	181.00	1.8100	460.00	1.17
536.00	5.36	181.00	1.8100	466.00	1.16
550.00	5.50	181.00	1.8100	470.00	1.16
573.00	5.73	181.00	1.8100	474.00	1.15
597.00	5.97	181.00	1.8100	480.00	1.14
621.00	6.21	181.00	1.8100	480.00	1.12
644.00	6.44	181.00	1.8100	484.00	1.12
662.00	6.62	181.10	1.8110	486.00	1.10
690.00	6.90	181.10	1.8110	492.00	1.10
717.00	7.17	181.10	1.8110	491.00	1.07
735.00	7.35	181.10	1.8110	491.00	1.06



EDWIN HILARIO CONDORI RAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P. N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Ingeniería y Construcción para la Construcción y el Ambiente

GERENTE GENERAL
JOSÉ RONALDO OLIVERA C. S. 12.000
www.hi-geoproject.com



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJBG-TACNA-TACNA

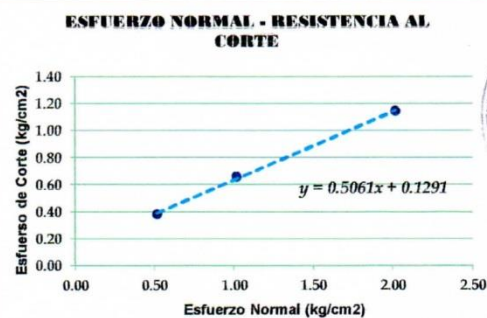
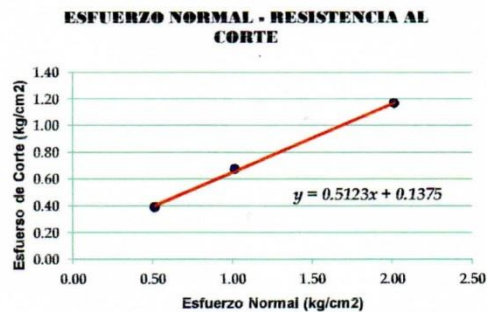
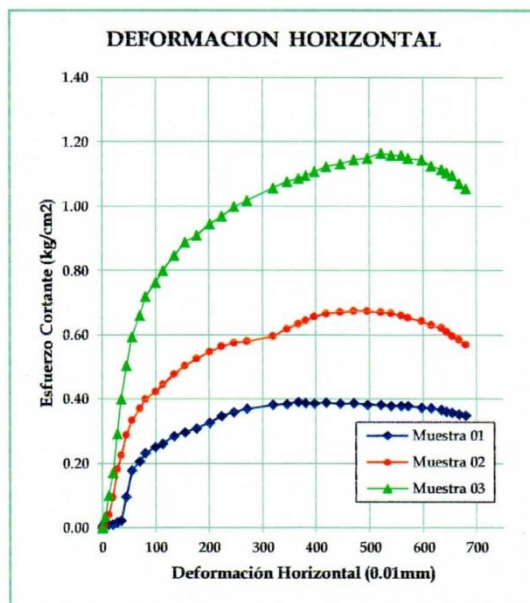
CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 08 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-01_M-02

ESPECIMEN : C-01-02-03

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



COHESIÓN
ANGULO DE
FRICCIÓN

(C)
(φ)

	MAXIMO	RESIDUAL
(C)	0.137	0.129
(φ)	27.13	26.84



EDW. MILARIO CONDORI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P. N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Hidrología y Geotecnia para la Construcción y Mantenimiento

3er. Ing. JAVIER DANILO QUISPE CRUZ
Jefe Lab. Mecánica de Suelos y Pavimentos





HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNIB

UBICACION : UNIBG-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 09 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-02

ESPECIMEN : C-01

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE	
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.) 503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.) 126.60
Densidad Natural	(gr/cm ³)	2.11	Carga Adicionada	(kg.) 15.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga	0.50
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.) 15.50
Peso	(gr.)	126.60	Velocidad de Carga	(mm/min) 0.138
Densidad Seca	(gr/cm ³)	1.99	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²) 0.517

CONTENIDO DE HUMEDAD FINAL		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.) 70.60	Natural	
P. Suelo Seco + Tara	(gr.) 67.50	Compactado	X
P. de Tara	(gr.) 14.20	Humedad lab	6.07%
Contenido de Humedad	5.82%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	44.50	0.4450	1.00	0.00
2.00	0.02	45.20	0.4520	2.00	0.01
9.00	0.09	45.50	0.4550	2.00	0.01
17.00	0.17	45.80	0.4580	2.00	0.01
24.00	0.24	45.90	0.4590	5.00	0.02
28.00	0.28	46.00	0.4600	7.00	0.02
38.00	0.38	46.20	0.4620	33.00	0.11
51.00	0.51	46.30	0.4630	47.00	0.16
54.00	0.54	46.50	0.4650	54.00	0.18
79.00	0.79	46.60	0.4660	62.00	0.20
91.00	0.91	46.70	0.4670	66.00	0.21
107.00	1.07	46.80	0.4680	70.00	0.23
124.00	1.24	46.85	0.4685	77.00	0.25
137.00	1.37	46.85	0.4685	79.00	0.25
150.00	1.50	46.90	0.4690	85.00	0.27
172.00	1.72	47.00	0.4700	90.00	0.28
197.00	1.97	47.10	0.4710	95.00	0.29
215.00	2.15	47.20	0.4720	100.00	0.30
239.00	2.39	47.30	0.4730	105.00	0.31
259.00	2.59	47.40	0.4740	111.00	0.33
285.00	2.85	47.40	0.4740	116.00	0.34
303.00	3.03	47.40	0.4740	120.00	0.35
327.00	3.27	47.50	0.4750	122.00	0.35
352.00	3.52	47.60	0.4760	125.00	0.35
375.00	3.75	47.70	0.4770	129.00	0.36
397.00	3.97	47.70	0.4770	132.00	0.36
417.00	4.17	47.80	0.4780	135.00	0.36
440.00	4.40	47.80	0.4780	136.00	0.36
463.00	4.63	47.90	0.4790	139.00	0.36
490.00	4.90	47.90	0.4790	140.00	0.36
515.00	5.15	47.90	0.4790	141.00	0.36
539.00	5.39	47.90	0.4790	142.00	0.35
560.00	5.60	48.00	0.4800	142.00	0.35
586.00	5.86	48.00	0.4800	143.00	0.34
611.00	6.11	48.00	0.4800	143.00	0.34
638.00	6.38	48.00	0.4800	144.00	0.33
662.00	6.62	48.00	0.4800	145.00	0.33
686.00	6.86	48.00	0.4800	145.00	0.32
710.00	7.10	48.00	0.4800	147.00	0.32



EDWIN HILARIO CONDOMI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P. N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

FECHA: 09 DE OCTUBRE 2016

CLIENTE: CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

UBICACION: UNIBG-TACNA-TACNA

PROYECTO: EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNIB



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJB-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 09 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-02

ESPECIMEN : C-02

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE	
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.) 503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.) 126.60
Densidad Natural	(gr/cm ³)	2.11	Carga Adicionada	(kg.) 30.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga	1.00
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.) 30.50
Peso	(gr.)	126.60	Velocidad de Carga	(mm/min) 0.138
Densidad Seca	(gr/cm ³)	2.04	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²) 1.017

CONTENIDO DE HUMEDAD		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.) 155.50	Natural	
P. Suelo Seco + Tara	(gr.) 150.90	Compactado	X
P. de Tara	(gr.) 14.20	Humedad lab	6.07%
Contenido de Humedad	3.37%	Clasificación (SUCS)	GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	77.00	0.7700	9.00	0.03
4.00	0.04	78.00	0.7800	12.00	0.04
11.00	0.11	78.20	0.7820	60.00	0.20
15.00	0.15	78.50	0.7850	71.00	0.24
20.00	0.20	79.50	0.7950	80.00	0.27
29.00	0.29	80.00	0.8000	87.00	0.29
44.00	0.44	80.50	0.8050	100.00	0.33
60.00	0.60	81.00	0.8100	109.00	0.36
75.00	0.75	81.20	0.8120	119.00	0.39
89.00	0.89	81.40	0.8140	126.00	0.41
106.00	1.06	81.60	0.8160	131.00	0.42
127.00	1.27	81.70	0.8170	141.00	0.45
134.00	1.34	81.80	0.8180	145.00	0.46
156.00	1.56	82.00	0.8200	150.00	0.47
162.00	1.62	82.00	0.8200	151.00	0.47
185.00	1.85	82.00	0.8200	162.00	0.50
206.00	2.06	82.00	0.8200	168.00	0.51
235.00	2.35	82.00	0.8200	175.00	0.52
260.00	2.60	82.10	0.8210	180.00	0.53
277.00	2.77	82.10	0.8210	183.00	0.54
300.00	3.00	82.10	0.8210	188.00	0.54
321.00	3.21	82.10	0.8210	192.00	0.55
345.00	3.45	82.10	0.8210	197.00	0.55
370.00	3.70	82.20	0.8220	201.00	0.56
397.00	3.97	82.20	0.8220	206.00	0.56
420.00	4.20	82.20	0.8220	207.00	0.56
436.00	4.36	82.30	0.8230	209.00	0.56
458.00	4.58	82.30	0.8230	211.00	0.55
482.00	4.82	82.30	0.8230	213.00	0.55
514.00	5.14	82.30	0.8230	216.00	0.55
529.00	5.29	82.30	0.8230	219.00	0.55
554.00	5.54	82.30	0.8230	220.00	0.54
580.00	5.80	82.30	0.8230	222.00	0.54
602.00	6.02	82.30	0.8230	225.00	0.53
622.00	6.22	82.30	0.8230	226.00	0.53
650.00	6.50	82.30	0.8230	226.00	0.52
675.00	6.75	82.30	0.8230	228.00	0.51
691.00	6.91	82.30	0.8230	228.00	0.51
717.00	7.17	82.30	0.8230	232.00	0.51



EDWIN HILARIO CONDORI MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
CIP N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Ingeniería y Geotecnia para la Construcción y Minería

Ing. JAVIER RONALDO QUESPE C. L. L. C.
Jefe del Laboratorio de Suelos y Pavimentos



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Área de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJBG-TACNA-TACNA

CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 09 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-02

ESPECIMEN : C-03

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			DATOS DE CORTE		
Diametro	(cm.)	6.00	Sobre carga	(gr.)	503.50
Altura	(cm.)	2.00	Peso de Muestra	(gr.)	126.60
Densidad Humeda	(gr/cm ³)	2.11	Carga Adicionada	(kg.)	60.00
Area	(cm ²)	30.00	Relación de Carga		2.00
Volumen	(cm ³)	60.00	Carga Normal Total	(kg.)	60.50
Peso	(gr.)	126.60	Velocidad de Carga	(mm/min)	0.14
Densidad Seca	(gr/cm ³)	2.04	Esfuerzo Normal	(kg/cm ²)	2.02

CONTENIDO DE HUMEDAD		TIPO DE MUESTRA	
P. Suelo Humedo + Tara	(gr.)	143.00	Natural
P. Suelo Seco + Tara	(gr.)	138.80	Compactado
P. de Tara	(gr.)	14.30	Humedad lab
Contenido de Humedad		3.37%	Clasificación (SUCS)
			GP

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		FUERZA CORTANTE (N)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
DIAL	mm	DIAL	mm		
0.00	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00
1.00	0.01	107.00	1.0700	2.00	0.01
7.00	0.07	107.80	1.0780	3.00	0.01
15.00	0.15	108.40	1.0840	4.00	0.01
23.00	0.23	108.80	1.0880	13.00	0.04
26.00	0.26	109.00	1.0900	49.00	0.16
32.00	0.32	109.50	1.0950	89.00	0.30
43.00	0.43	110.00	1.1000	129.00	0.43
57.00	0.57	110.20	1.1020	161.00	0.53
71.00	0.71	110.50	1.1050	188.00	0.62
87.00	0.87	110.80	1.1080	210.00	0.68
100.00	1.00	111.00	1.1100	229.00	0.74
117.00	1.17	111.20	1.1120	249.00	0.80
131.00	1.31	111.40	1.1140	265.00	0.84
145.00	1.45	111.70	1.1170	280.00	0.88
161.00	1.61	111.80	1.1180	293.00	0.92
181.00	1.81	111.95	1.1195	311.00	0.96
204.00	2.04	112.00	1.1200	327.00	1.00
222.00	2.22	112.00	1.1200	342.00	1.03
249.00	2.49	112.10	1.1210	355.00	1.06
272.00	2.72	112.20	1.1220	365.00	1.07
292.00	2.92	112.30	1.1230	377.00	1.09
315.00	3.15	112.60	1.1260	386.00	1.11
347.00	3.47	112.80	1.1280	393.00	1.10
365.00	3.65	112.80	1.1280	397.00	1.10
388.00	3.88	112.80	1.1280	409.00	1.12
410.00	4.10	112.90	1.1290	421.00	1.14
433.00	4.33	112.90	1.1290	432.00	1.15
454.00	4.54	113.00	1.1300	441.00	1.16
477.00	4.77	113.20	1.1320	449.00	1.16
500.00	5.00	113.20	1.1320	456.00	1.16
530.00	5.30	113.20	1.1320	460.00	1.15
549.00	5.49	113.30	1.1330	466.00	1.15
575.00	5.75	113.30	1.1330	471.00	1.14
600.00	6.00	113.50	1.1350	477.00	1.13
624.00	6.24	113.50	1.1350	479.00	1.12
649.00	6.49	113.60	1.1360	481.00	1.10
671.00	6.71	113.60	1.1360	482.00	1.09
696.00	6.96	113.60	1.1360	481.00	1.07
716.00	7.16	113.60	1.1360	481.00	1.05



EDWIN HILARIO CONDOR MAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P.N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Ingeniería y Geotecnia para la Construcción y Minería
Jefe Lab. Mecánica de Suelos y Pavimentos





HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.

Area de Laboratorio y Control de Calidad

RUC. N° 20532715882 Dirección: Asoc. Señor de los Milagros A-15 Tacna

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

PROYECTO : EVALUACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
DE LA ESCUELA PROFECIONAL DE OBSTETRICIA UNJB

UBICACION : UNJBG-TACNA-TACNA

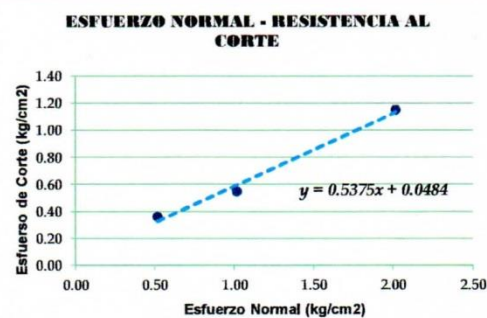
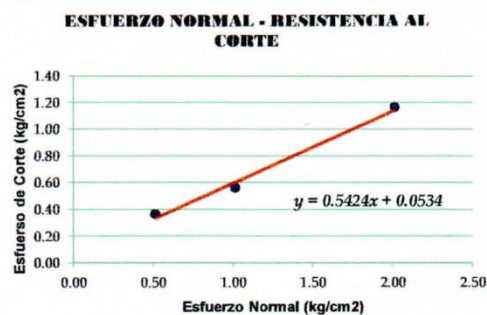
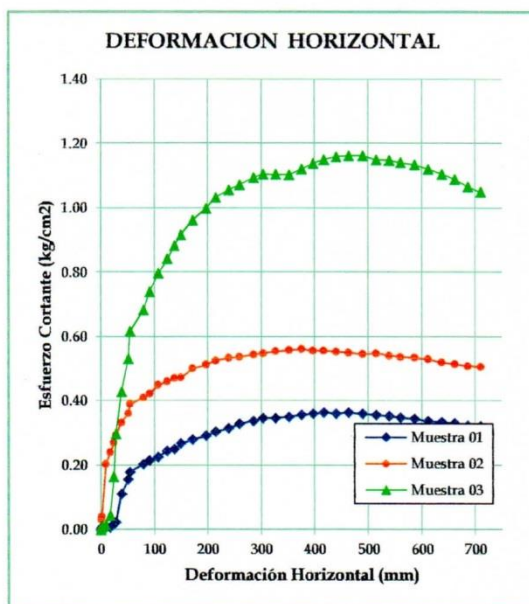
CLIENTE : CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR

FECHA: 09 DE OCTUBRE 2016

CALICATA : C-02

ESPECIMEN : C-01-02-03

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



COHESIÓN
ANGULO DE
FRICCIÓN

(C)
(φ)

MAXIMO	RESIDUAL
0.054	0.049
28.48	28.26



EDY HILARIO CONDORI YAMANI
Ingeniero Geólogo - Geotécnico
C.I.P. N° 99743



HI GEOPROJECT CONSULTORIA S.R.L.
Hidrogeología y Geotecnia para la Construcción y Minería
Bach. JAVIER RONALD QUISPE CALIZAYA
Jefe Lab. Mecánica de Suelos y Pavimentos



ANEXO F.

*METODOLOGÍA DE DISEÑO DE SISTEMA CFRP
(FIBRAS DE CARBONO).*

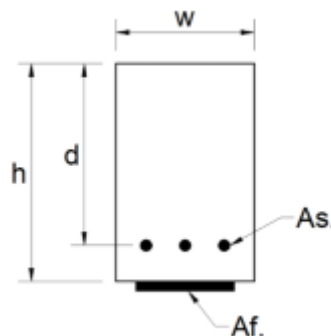
METODOLOGÍA DE DISEÑO CON SISTEMA CFRP

Los cálculos realizados en la presente guía, es una recopilación de información del ACI 440.2R-08, los principios de diseño tradicionales de hormigón armado que figuran en los requisitos de ACI 318-05 y el conocimiento específico del comportamiento mecánico del sistema FRP (Fibras Reforzadas con Polímeros).

Los sistemas de refuerzo FRP, deben ser diseñados para resistir fuerzas de tracción mientras mantiene la compatibilidad entre la tensión del FRP y la superficie de contacto del concreto. El funcionamiento correcto del Sistema FRP está en función del sentido de colocación de las fibras que se puede utilizar para todas las condiciones de cargas (tracción, compresión, flexión y corte), y el gigante Epóxica que garantiza dicho funcionamiento.

DISEÑO A FLEXIÓN:

Para el diseño a flexión, son necesarias las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a flexión: características de los materiales (Hormigón y Acero de Refuerzo), factores de diseño del sistema FRP recomendados por el código, propiedades del material de refuerzo FRP y Momentos Últimos de diseño o requeridos para el cálculo del refuerzo a efectuarse.



Donde:

w : Ancho de la viga a reforzar

h : Peralte de la viga.

d : Distancia del borde superior de la viga en compresión y el acero de refuerzo en tracción.

A_s : Área de acero de Refuerzo de la viga.

Af: Área de Refuerzo del sistema FRP.

Para determinar el área de acero de refuerzo se recomienda picar en la zona de flexión el recubrimiento de la viga para observar el número de varillas de acero y el diámetro de ellas que la viga posee, esto se lo hace cuando no se dispone de planos estructurales de la edificación y también una verificación si fue construida según los planos.

PASO1: Selección del Factor de Reducción C_e :

Factor de reducción de Medio Ambiente (C_e), es dado por la exposición a largo plazo a varios tipos de entornos que puede reducir las propiedades de tracción (fluencia-ruptura) y fatiga.

Tabla N°8. 1: Coeficiente de Reducción del Sistema FRP

Condiciones de Exposicion	Tipo de Fibra y Resina	Coeficiente Reductor C_e
Exposicion Interior	Carbono-Epoxi	0.95
	Vidrio-Epoxi	0.75
	Aramida-Epoxi	0.85
Exposicion Exterior (puentes, muelles y garajes abiertos)	Carbono-Epoxi	0.85
	Vidrio-Epoxi	0.65
	Aramida-Epoxi	0.75
Exposicion agresivo (plantas quimicas y plantas de Tratamiento de aguas residuales)	Carbono-Epoxi	0.85
	Vidrio-Epoxi	0.50
	Aramida-Epoxi	0.70

Fuente: ACI 440.2R-08 Capitulo 9.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

Donde:

f_{fu} : Diseño de la Resistencia a tracción del FRP.

ε_{fu} : Diseño de la Deformación de rotura del reforzamiento FRP.

C_E : Factor de Reducción ambiental.

f_{fu}^* : Resistencia a Tracción del material FRP según lo indicado por el fabricante.

ε_{fu}^* : Deformación de rotura del reforzamiento FRP.

PASO 02: Cálculos Preliminares.

Se debe verificar el código ACI 318-08, sección 10.2.7.3 de propiedades del concreto, en la cual el módulo de elasticidad del concreto depende de la resistencia a compresión de la misma.

En cálculos preliminares se debe calcular el módulo de elasticidad del concreto, además de la cantidad de acero de refuerzo presente en la sección.

Para el cálculo del Área de Refuerzo FRP unida externamente a la viga, se determinará de la siguiente manera:

$$A_f = nt_f w_f$$

Donde:

A_f : Área del Refuerzo externo FRP

n : Numero de capas de refuerzo de FRP.

t_f : Espesor nominal de una capa de refuerzo de FRP.

w_f : Ancho de la capa de refuerzo FRP.

PASO 3: Determinar el estado actual de deformación en la cara fraccionada de la viga.

El estado actual de deformación se calcula suponiendo que la viga está agrietada y las únicas cargas que actual sobre la viga en el momento de la instalación de FRP son cargas muertas. Un análisis de sección fisurada de la viga k y I_{cr} .

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

Donde:

ε_{bi} : Nivel de deformación en el soporte de hormigón en el momento de la instalación de FRP (deformación positiva).

M_{DL} : Momento por Carga Muerta.

d_f : Peralte efectivo del refuerzo a flexión.

k : Relación de Profundidad desde el eje neutro hasta la profundidad de reforzamiento medida desde el extremo de la fibra en compresión.

d : Distancia desde el extremo de la fibra de compresión al centroide de la armadura de tracción.

I_{cr} : Momento de inercia de la sección agrietada.

PASO 4: Determinar la deformación de diseño del sistema FRP.

La deformación del diseño FRP que presenta el modo de falla de desunión se calcula con la siguiente fórmula.

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu}$$

Donde:

ε_{fd} : Deformación por desunión de reforzamiento FRP unido externamente a la viga.

E_f : Módulo de elasticidad del FRP.

t_f : espesor nominal de una capa de refuerzo de FRP.

ε_{fu} : Diseño de la deformación de rotura del reforzamiento FRP.

Debido a que la deformación del diseño es más pequeña que la deformación de ruptura, se produce la desunión controlada del diseño del sistema FRP.

PASO 5: Estimar c , la profundidad al eje neutro de la sección.

Una estimación inicial razonable de $c=20\%d$. el valor de " c " es ajustado mediante iteraciones.

PASO 6: Determinar el nivel de deformación efectiva en el refuerzo FRP.

El nivel de la deformación efectiva en el FRP se puede encontrar con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

Donde:

ε_{fe} : Nivel de deformación efectiva en el refuerzo FRP alcanzando al fallar.

Note que, para la profundidad del eje neutro seleccionado, la desunión FRP sería en el modo de falla debido a que la segunda expresión controla esta ecuación. Si la primera expresión rige, entonces el aplastamiento del hormigón sería en el modo de falla. Debido

a que el FRP controla la falla de la sección, la deformación del hormigón por la falla ε_c ser menor que 0.003 y puede ser calculada usando triángulos similares:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

Donde:

ε_c : Nivel de deformación del concreto.

c : Distancia desde el extremo de la fibra de compresión el eje neutro.

PASO 7: Calcular la deformación en el acero de refuerzo existente.

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculado usando triángulos semejantes de acuerdo a:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

Donde:

ε_s : Nivel de deformación en el acero de refuerzo.

PASO 8: Calcular el nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo existente y FRP.

Los esfuerzos son calculados usando las siguientes ecuaciones:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

Donde:

f_s : Esfuerzo en el acero de refuerzo no pretensado.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

ε_s : Nivel de deformación del acero de refuerzo existente.

F_y : Limite elástico especificado en el acero de refuerzo.

f_{fe} : Esfuerzo efectivo en el FRP; esfuerzo alcanzado en la sección de falla.

ε_{fe} : Nivel de deformación efectiva en el refuerzo FRP alcanzando la falla.

PASO 9: Calcular las fuerzas internas resultantes y verificar el equilibrio.

Los factores de esfuerzo del bloque de concreto podrían ser calculados usando el ACI 318-08. Los factores de esfuerzo aproximado del bloque también podrían ser calculados

basándose en la relación parabólica esfuerzo-deformación del concreto de la siguiente manera:

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad \alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}$$

Donde: ε'_c es la deformación correspondiente a f'_c calculado como:

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$$

La fuerza de equilibrio es verificada mediante la comprobación de la estimación inicial “c” con la ecuación:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

Donde:

β_1 : Relación entre la profundidad del bloque rectangular de tensiones equivalentes a la profundidad del eje neutro.

α_1 : Multiplicador de f'_c para determinar la intensidad de una distribución rectangular equivalente de tensiones para el concreto.

ε'_c : Deformación máxima del concreto no confinado correspondiente a f'_c ; podría ser tomado como 0.002.

A_s : Área de Acero de Refuerzo presente en la sección.

b : Ancho de la cara de compresión de la viga.

PASO 10: Ajustar “c” hasta que la fuerza de equilibrio sea satisfactoria.

El paso 6 hasta el 9 fueron reemplazados varias veces con diferentes valores de “c” hasta que alcanzará el equilibrio.

PASO 11: Calcular los componentes de la fuerza a flexión.

El diseño de la resistencia a flexión es calculado usando la siguiente ecuación. Un factor de reducción adicional, $\phi = 0.85$, es aplicado a la contribución del sistema FRP.

Contribución del acero a la Flexión:

$$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

Contribución del FRP a la Flexión:

$$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(df - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

Donde:

M_{ns} : Contribución del acero de refuerzo a la resistencia a flexión nominal.

M_{nf} : contribución del refuerzo FRP a la resistencia a flexión del elemento.

PASO 12: Calcular el diseño de la resistencia a flexión de la sección:

El diseño de la resistencia a flexión se calcula usando la siguiente ecuación. Cuando $\epsilon_s > 0.005$, un factor de reducción de la resistencia de $\phi = 0.90$ es apropiado para la ecuación:

$$\phi M_n = \phi (M_{ns} + \psi_f M_{nf})$$

Donde:

ϕ : Factor de Reducción de esfuerzo.

M_n : Esfuerzo a Flexión nominal.

PASO 13: Verificar las tensiones de servicio en el acero de refuerzo y el FRP.

Calcular la profundidad elástica al eje neutro agrietado. Esto puede ser simplificado por una viga rectangular sin refuerzo a compresión como se muestra:

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d} \right) \right)} - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)$$

Donde:

k : Relación de profundidad del eje neutro a la profundidad de refuerzo medida desde la fibra de compresión externa.

ρ_s : Relación de refuerzo no presforzado.

ρ_f : Relación de refuerzo FRP.

Calcular los niveles de tensión en el acero de refuerzo usando la siguiente ecuación y verificar que esta sea menor al límite recomendado.

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) \right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) (d_f - kd)} \leq 0.80 f_y$$

Donde:

$f_{s,s}$: Nivel de Tensión en el acero de refuerzo no presforzado con carga de servicio.

M_s : Momento de servicio en la sección.

PASO 14: Verificar el límite de rotura por flexión al servicio del FRP.

Calcular el nivel de esfuerzo en el FRP usando la ecuación mostrada y verificar que esta sea menor que el límite de la tensión de rotura por fluencia dada en la Tabla 7.88. Asumir que la carga de servicio completa es sostenida.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \varepsilon_{bi} E_f \leq 0.55 f_{fu}$$

Donde:

$f_{f,s}$: Nivel de tensión en FRP causado por un momento dentro de la gama elástica del miembro.

Para un sistema de fibras de carbono CFRP, el límite de la tensión sostenida más cíclica es obtenida

Tabla N°8. 2: Límites de tensión de carga de servicio sostenido más cíclico en el refuerzo FRP.

tipo de Tension	TIPO DE FIBRA		
	GFRP	AFRP	CFRP
Límite de tension ciclica sostenida	0.20	0.30	0.55

Fuente: ACI 440.2R-08, CAPITULO 10

REFORZAMIENTO A CORTE DE UNA VIGA CON LAMINAS FRP:

Para el diseño a corte, son necesarias las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a corte: características de los materiales (Hormigón y Acero de Refuerzo), factores de diseño del sistema FRP recomendados por el código, propiedades

del material de refuerzo FRP y Cargas Últimas de diseño o requeridos para el cálculo del refuerzo a efectuarse.

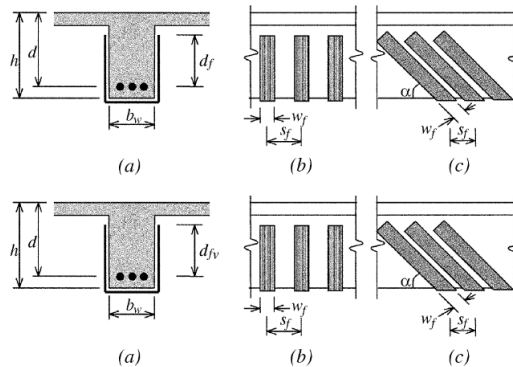


figura 8. 1: Formas de Reforzamiento de Vigas por Cortante con FRP.

Donde:

W : Ancho de la viga.

d : distancia entre el borde superior de la viga y el acero de refuerzo de la viga.

d_{fv} : distancia entre el borde superior del refuerzo FRP y el acero de la viga.

A_s : Área de acero en la viga existente.

A_f : Área de refuerzo FRP.

W_f : Ancho del refuerzo FRP.

S_f : separación entre refuerzos FRP.

L : longitud de refuerzo a corte de la viga.

Los cálculos se hacen en base a los dispuesto en el código ACI 440.2R-08.

PASO 1: Calcular las propiedades del material de diseño.

La viga es encuentra situado en un lugar cerrado y acondicionado y podría ser utilizado un material CFRP. Por lo tanto, en la Tabla 7.87 ya mencionada anteriormente, se sugiere un factor de reducción ambiental de 0.95.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^*$$

PASO 2: calcular el nivel de deformación efectiva en el reforzamiento a corte FRP.

La deformación efectiva en el envoltente U de FRP debe ser determinado usando el coeficiente de reducción de confianza k_v . Este coeficiente puede ser calculado con las siguientes ecuaciones:

$$L_e = \frac{23300}{(n t_f E_f)^{0.58}}$$
$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad k_2 = \left(\frac{d_{fv} - n L_e}{d_{fv}} \right) \quad n = 1 \text{ (a)}, n = 2 \text{ (b)}$$
$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75$$

Donde:

L_c : Longitud de enlace activo de la lámina FRP.

n : Número de capas del reforzamiento FRP.

t_f : Espesor nominal de una capa de refuerzo FRP

E_f : Modulo de elasticidad del FRP.

K_1 : Factor de modificación aplicado a K_v para tener en cuenta la resistencia del concreto.

K_2 : Factor de modificación aplicado a k_v para tener en cuenta el esquema de envoltura.

d_{fv} : profundidad efectiva del reforzamiento de corte.

K_v : coeficiente de enlace dependiendo de corte.

ε_{fu} : Diseño de deformación de rotura del reforzamiento FRP.

La deformación efectiva puede ser calculada usando la siguiente ecuación.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

Donde:

ε_{fe} : Nivel de deformación efectiva en el reforzamiento FRP alcanzado en la falla.

PASO 3: Calcular la contribución del reforzamiento FRP al esfuerzo de corte.

El área de reforzamiento a corte con FRP puede ser calculado como:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f$$

Donde el “n” es el número de capas de refuerzo FRP, “t_f” es el espesor nominal del FRP y W_f es el ancho de lámina de refuerzo a corte FRP.

La tensión efectiva en el FRP puede calcularse a partir de la ley de Hooke.

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

Donde:

f_{fe} : Esfuerzo efectivo en el FRP, nivel de esfuerzo alcanzado en la sección de falla.

La contribución al corte del FRP puede ser calculado con la ecuación:

$$V_f = \frac{A_{fu} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{S_f}$$

Donde:

V_f : Resistencia al corte nominal proporcionado por los refuerzos FRP.

PASO 4: Calcular el esfuerzo a corte de la sección.

El diseño del esfuerzo cortante puede ser calculado con $\psi_f = 0.85$ para los envoltentes U.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$$

Donde:

V_c : Resistencia al esfuerzo de Corte del Concreto.

V_s : Resistencia al esfuerzo de corte del acero de la viga existente.

ψ_f : Factor de Reducción de esfuerzo de FRP, 0.85 para flexión (calibrado basado en el diseño de las propiedades del material), 0.85 para corte (basado en el análisis de rehabilitación) para tres lados de FRP envoltente en U es de 0.95 para corte de secciones totalmente envueltas con FRP.

REFORZAMIENTO A CORTE DE UNA COLUMNA CON LAMINAS FRP

Para el diseño a Compresión de Columnas Incrementando Carga Axial, son necesarias las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a compresión: características de los materiales (Hormigón y Acero de Refuerzo), factores de diseño del sistema FRP recomendados por el código, propiedades del material de refuerzo FRP y Cargas Últimas de diseño o requeridos para el cálculo del refuerzo a efectuarse.

Se obtiene las secciones del elemento:

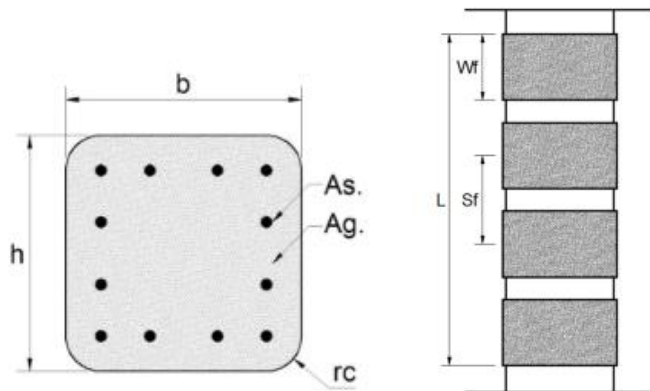


figura 8. 2: Esquema de Reforzamiento con bandas FRP a Cortante de columnas.

Donde:

h : Lado 2 de la columna.

b : Lado 1 de la columna.

A_s : área de acero de refuerzo de la columna

A_g : Área de la sección de la columna.

w_f : ancho de la lámina FRP.

S_f : Distancia entre las bandas de FRP de refuerzo.

r_c : Radio de arista de columna.

PASO1: Calcular las propiedades del material de diseño.

La columna está localizada en un medio ambiente exterior y podría ser utilizado un material CFRP. Por lo tanto, en la Tabla 7.87 mencionada anteriormente, se sugiere un factor de reducción ambiental de 0.65.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

PASO 2: Calcular el nivel de deformación efectiva en el reforzamiento a corte FRP.

La deformación efectiva en una envoltura FRP completa puede ser determinado de la ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$$

Donde: ε_{fe} es la deformación de rotura del diseño de reforzamiento FRP.

PASO 3: Cálculo de la contribución del FRP al esfuerzo de corte nominal.

La contribución a corte requerida del refuerzo FRP se calcula basándose en el aumento de la fuerza necesaria, el factor de reducción de esfuerzo por corte y un factor de reducción parcial $\psi_f = 0.95$ de una sección completamente envuelta en corte.

Se debe calcular el área de FRP propuesto luego se procede a calcular la tensión efectiva del FRP que aporta al elemento reforzado, con estos datos se procede a determinar el esfuerzo de corte que aporta el sistema FRP a la estructura analizada, como parte final del análisis se verifica el cumplimiento de no superar los esfuerzos nominales de la sección.

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

$$V_f = \frac{A_{fu} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$$

Para verificar si la propuesta de reforzamiento por corte del elemento es correcta, la cortante ultima de la sección debe ser menor a la cortante obtenida de la siguiente ecuación.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

REFORZAMIENTO DE UNA COLUMNA DE CONCRETO NO CIRCULAR POR INCREMENTO DE CARGAS AXIALES CON LAMINAS FRP.

Para el diseño a Compresión de Columnas Incrementando Carga Axial, son necesarias las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a compresión: características de los materiales (Hormigón y Acero de Refuerzo), factores de diseño del

sistema FRP recomendados por el código, propiedades del material de refuerzo FRP y Cargas Últimas de diseño o requeridos para el cálculo del refuerzo a efectuarse.

PASO 1: Calcular las propiedades del material FRP de diseño

La columna es localizada en un medio ambiente interior y podría ser utilizado un material CFRP. Por lo tanto, en la Tabla 7.87 mencionada mencionado anteriormente, se sugiere un factor de reducción ambiental de 0.95.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

PASO 2: Determinar el esfuerzo de compresión máxima requerido del concreto confinado F'cc.

El esfuerzo máximo de compresión requerida se obtiene de la siguiente manera.

$$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(A_g - A_{st})} \left(\frac{\phi P_{n, reqd}}{0.80\phi} - f_y A_{st} \right)$$

Donde:

F'cc : Esfuerzo a compresión del hormigón confinado.

Pn : Fuerza de compresión axial nominal de una sección de hormigón.

Ag : área de la sección de la columna.

Ast : área total del acero de refuerzo longitudinal.

PASO 3: Determinar la presión máxima de confinamiento debido a la envoltura FRP, fl.

La presión máxima se obtiene con la siguiente formula.

$$f_l = \frac{f'_{cc} - f'_c}{3.3 k_a}$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$$

Donde:

fl : presión máxima de confinamiento debido a la envoltura FRP.

Ka : Factor de eficiencia por el refuerzo FRP en determinación de f'cc (basado en la geometría de la sección transversal).

A_e : área de la sección transversal de concreto efectivo confinada.

A_c : área de la sección transversal del concreto a compresión.

ρ : cuantía de acero de refuerzo.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right]}{3Ag}}{1 - \rho}$$

PASO 4: Determinar el número de capas n.

“n” puede obtenerse recordando la ecuación:

$$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\psi f_t E_f t_f \epsilon_{fe}}$$

$$\epsilon_{fe} = k_\epsilon \epsilon_{fu}$$

k_ϵ : Factor de eficiencia igual a 0.55 por deformación FRP para darse cuenta de la diferencia entre la deformación de ruptura observada en confinamiento y la deformación de rotura determinada a partir de ensayos de tracción.

Chequear la relación de confinamiento mínimo:

$$\frac{f_l}{f'_c} \geq 0.008$$

PASO 5: Verificar que la deformación axial ultima del hormigón confinado $\epsilon_{ccu} \leq 0.01$.

ϵ_{ccu} puede ser obtenida usando la siguiente ecuación:

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c \left(1.5 + 12k_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c} \right)^{0.45} \right)$$

ϵ_{ccu} : deformación máxima del hormigón no confinado correspondiente a f'_c ; puede ser tomado como 0.002.

Donde:

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^2$$

K_b : Factor de eficiencia por reforzamiento FRP en determinación de ϵ_{ccu} (basado en la geometría de la sección transversal).

REFORZAMIENTO DE UNA COLUMNA DE CONCRETO NO CIRCULAR POR EL INCREMENTO EN LAS FUERZAS AXIALES Y DE FLEXIÓN CON LAMINAS FRP.

Para el diseño a Flexo compresión, son necesarias las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a Flexo compresión: características de los materiales (Hormigón y Acero de Refuerzo), factores de diseño del sistema FRP recomendados por el código, propiedades del material de refuerzo FRP y Cargas Últimas de diseño o requeridos para el cálculo del refuerzo a efectuarse.

A demás, es necesario el cálculo previo de Incremento de carga Axial con Láminas FRP.

PASO 1: Determinar la curva simplificada para una columna no reforzada (n=0 capas).

$$\psi_f = 1$$

$$f'_{cc} = f'_c$$

$$E_2 = 0$$

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon_{cu} = 0.003$$

Donde:

ϵ_{cu} : Deformación axial última del hormigón no confinado correspondiente a $0.85f'_c$ o deformación máxima utilizable de un hormigón no confinado, que puede ocurrir en $0.85f'_c$ o 0.003, dependiendo de la curva esfuerzo-deformación obtenida.

f'_{cc} : Esfuerzo a compresión del hormigón no confinado; también igual a $0.85f'_c$.

E_2 : Pendiente de la porción lineal del modelo esfuerzo-deformación para un hormigón confinado FRP.

PASO 2: Determinar la curva simplificada para una columna reforzada.

Un sistema de envoltura compuesta por seis capas será el punto de partida para construir la curva bilineal A-B-C y luego ser comparada con la posición de un P_u y M_u requerido.

Los puntos A, B y C de la curva pueden ser calculados usando las siguientes ecuaciones:

$$\phi P_{n(A)} = \phi 0.8(0.85 f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$\phi P_{n(B,C)} = \phi (A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \Sigma A_{si} f_{si}$$

$$\phi M_{n(B,C)} = \phi (E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I) + \Sigma A_{si} f_{si} d_i$$

Donde:

Pn : Fuerza de compresión axial nominal de una sección de hormigón.

Mn : Momento a flexión nominal.

Y_i : Coordenada vertical dentro de la región de compresión medido desde la posición del eje neutro. Este corresponde a la deformación de transición ϵ'_t .

Asi : Área de la capa i-th del acero de refuerzo longitudinal.

Fsi : Tensión en la capa i-th del acero de refuerzo longitudinal.

d_i : Distancia desde el centroide de la capa i-th del acero de refuerzo longitudinal al centroide geométrico de la sección transversal.

Los coeficientes A, B, C, D, E, F, G, H e I de las expresiones anteriores son dadas por:

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$C = b f'_c$$

$$D = b f'_c + \frac{b c E_2}{2} (\epsilon_{ccu})$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2$$

$$F = b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$G = - \left(\frac{b}{2} f'_c + b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right) \right)$$

$$H = b f'_c \left(c - \frac{h}{2} \right)$$

$$I = \frac{b c^2}{2} f'_c - b c f'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{b c^2 E_2}{3} (\epsilon_{ccu}) - \frac{b c E_2}{2} \left(c - \frac{h}{2} \right) (\epsilon_{ccu})$$

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}}$$

$$c = \begin{cases} d & \text{para el punto B} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} & \text{para el punto C} \end{cases}$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2}$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$$

$$f'_{cc} = f'_c + 3.3\kappa_a f_l$$

Dónde: “c” distancia desde el extremo de la fibra de compresión al eje neutro.

Parámetros claves del modelo esfuerzo deformación:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1.5 + 12\kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right)$$

$$\varepsilon_{fe} = \min(0.004, \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu})$$

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$$

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0.45}$$

$$f_l = \frac{\psi_f 2 E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}}$$

Donde:

ε'_t : Deformación de transición en la curva esfuerzo deformación del hormigón confinado FRP.

ε_{sy} : Deformación correspondiente al límite elástico del acero de refuerzo no pre esforzado.

Notas: El diseño debe tener en cuenta que, para el caso de compresión pura, la deformación efectiva en el FRP, ϵ_{fe} , es limitada por $k_\epsilon \epsilon_{fu}$ y para el caso combinado axial y flexión por $\epsilon_{fc} = \min(0,004, k_\epsilon \epsilon_{fu})$.

PASO 3: Comparación del diagrama de interacción parcial simplificado con P_u y M_u requerido.

DISEÑO DE REFORZAMIENTO A FLEXION DE VIGA V-106 CON FRP

1.- DATOS GENERALES DE VIGA A REFORZAR			
VARIABLES	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCION DE LA VARIABLE
L=	3 m		Longitud de la viga
b=	25,00 cm		Ancho de la Viga
d=	17,00 cm		Altura de la viga hasta el acero de Refuerzo
h=	20,00 cm		Peralte de la Viga
f _c =	210 Kg/cm ²		Resistencia a Compresion del Concreto
β ₁	0,85		Coefficiente de concreto
f _y =	4200 Kg/cm ²		Limite de Fluencia del Acero de Refuerzo
E _s =	2038901,78 Kg/cm ²		Módulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo
φM _n =	0 Ton-m		Momento sin FRP
M _u =	2,33 Ton-m		Momento de ultimo
M _s =	1,17 Ton-m		Momento de Servicio Prevista
A _s =	4 cm ²		Area del Acero Existente en Viga
k=	0,35		Seccion Agrietada existente
I _{cr} =	5833,33 cm ⁴		Momento de Inercia Agrietada según ACI
p _s =	0,0094		Porcentaje de Acero no Preesforzado
M _{dl}	0,94 Ton-m		Momento por Carga Muerta
M _{lv}	0,23 Ton-m		Momento por Carga viva

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \epsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\epsilon_t - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{for } \epsilon_{sy} < \epsilon_t < 0.005 \\ 0.65 & \text{for } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \end{cases}$$

Steel Strain at Ultimate

Reinforced Concrete Sections

Strain Distribution

**Force Equilibrium
(Nonlinear Concrete Stress Distribution)**

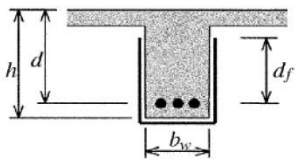
**Force Equilibrium
(Equivalent Concrete Stress Distribution)**

2.- DATOS DE DISEÑO DEL SISTEMA FRP (ACI 440.2R-08)			
Ce=	0,95		Factor de Reduccion del Medio Ambiente (Tabla 9.1 de ACI 440.2R-08)
n=	1	und	Numero de capas de lamina de Fibra de carbono
wf=	20	cm	Ancho de la lámina de Fibra de carbono
ψf=	0,85		Factor de Reduccion del FRP
pf	0,0056		porcentaje de Refuerzo FRP
3.- PROPIEDADES DEL SISTEMA FRP DEL FABRICANTE			
tf=	1,2	mm	Espesor de la Lámina de Fibra de carbono
f*fu=	31101,46	kg/cm2	Resistencia ultima a traccion de la lamina
ε*fu=	0,017	mm/mm	Tension de Rotura
Ef=	1829497,65	kg/cm2	Módulo de elasticidad del FRP
df=	20,00	cm	Profundidad efectiva del CFRP
4.- DISEÑO DE VIGA A FLEXION CON LAMINAS DE FRP			
PASOS DE CALCULO	FORMULA USADA	RESULTADO	OBSERVACIONES
PASO 01: Cálculo del diseño del sistema de las Propiedades del material FRP	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$ $\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$	= 29546,4 Kg/cm2 0,0162 mm/mm	
PASO 02: Cálculos Preeliminares	$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$ A_{st} $A_f = n t_f w_f$	217370,7 Kg/cm2 4,00 cm2 2,40 cm2	
PASO 03: Determinacion del estado Actual de deformacion en superficie de reforzamiento	$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr} E_c}$	0,00104 mm/mm	
PASO 04: Determinaion de la deformacion de Diseño del sistema FRP	$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'c}{n E_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu}$	0,0040 mm/mm	CUMPLE
PASO 5: Determinación de Profundidad del eje Neutral "c"	$c = 0.20d$	V. Recomendad. 3,40 cm	Valor para las iteraciones 0,42 cm debe ser igual=Paso 9
PASO 6: Determinación del Esfuerzo de Tensión del FRP	$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$ $\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$	0,1388 mm/mm 0,0001 mm/mm	> 0,004
PASO 7: Cálculo de la deformacion unitaria del acero	$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$	0,0043 mm/mm	
PASO 8: Calculo del esfuerzo en el acero de refuerzo y FRP	$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$ $f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$	8767,3 Kg/cm2 7318,0 Kg/cm2	> 4200,0 Kg/cm2
PASO 9: Cálculo de fuerzas internas y comprobacion del eje neutro "c"	$\varepsilon'_c = \frac{1.7 f'_c}{E_c}$ $\beta_1 = \frac{4 \varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6 \varepsilon'_c - 2 \varepsilon_c}$ $\alpha_1 = \frac{3 \varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3 \beta_1 \varepsilon_c^2}$ $c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$	0,0016 mm/mm 0,670 23,376 0,42 cm	

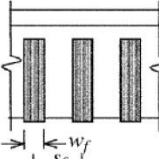
PASO 11: Calcular los componentes de la resistencia a flexión	$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$ $M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$	2,83 Ton-m 3,49 Ton-m	VERIFIQUE ACERO
PARA 12: Diseño de la resistencia a la Flexión de la sección mediante la superposición de Fuerzas.	$\phi M_n = \phi (M_{ns} + \psi_f M_{nf})$	5,22 Ton-m	EL DISEÑO ES CORRECTO
PASO 13: Chequeo de esfuerzos de servicio en el acero de refuerzo y FRP	$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \left(\frac{d_f}{d} \right) \right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)}$ $f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) \right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) (d_f - kd)} \leq 0.80 f_y$ $k = 0,418 \quad f_{s,s} = 1829,82$	fs,s=	CUMPLE
PASO 14: Chequeo del límite de rotura del FRP	$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \varepsilon_{bi} E_f \leq 0.55 f_{fu}$	234,30	CUMPLE
5. CALCULO DE LONGITUD DE DESARROLLO DE LA LAMINA FRP			
	$L_{df} = \sqrt{\frac{n E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}$ $123,08 \text{ cm}$ (a) Simply supported beam (b) Continuous beam longitu total= 4,4 m		

DISEÑO DE REFORZAMIENTO A CORTANTE DE VIGA VS-109 CON FRP

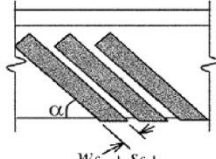
1.- DATOS GENERALES DE VIGA A REFORZAR			
VARIABLES	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCION DE LA VARIABLE
L=	3,3 m		Longitud de la viga
bw=	30,00 cm		Ancho de la Viga
h=	20,00 cm		Peralte de la Viga
d=	17,00 cm		Peralte Efectivo de Viga a acero de Refuerzo
dfv=	17,00 cm		Distancia entre borde superior del refuerzo FRP y el Acero de Refuerzo
wf=	10,00 cm		Ancho de la Lamina FRP
sf=	20,00 cm		Separacion entre Láminas FRP
Lfv=	100,00 cm		Longitud de Refuerzo con FRP
α =	90,00°		Angulo de la direccion del FRP respecto al eje longitudinal de la Viga
Tipo de Ref.=	1		Tipo de envoltura "U"=1; Tipo "Dos Lados"=2



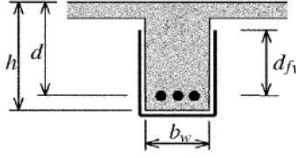
(a)



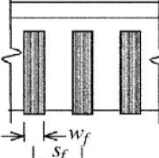
(b)



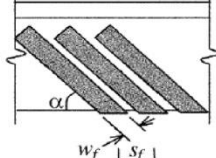
(c)



(a)



(b)



(c)

2.- PROPIEDADES DEL CONCRETO REFORZADO DE LA VIGA			
β_1	0,85		Coefficiente de concreto
f_c =	210 Kg/cm ²		Resistencia a Compresion del Concreto
f_y =	4200 Kg/cm ²		Limite de Fluencia del Acero de Refuerzo
E_c =	217370,65 Kg/cm ²		
E_s =	2038901,78 Kg/cm ²		Módulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo
V_c =	4,21 Ton		Resistencia a Fuerza cortante del Concreto Existente
V_s =	2,05 Ton		Resistencia a Fuerza cortante del Acero de Refuerzo Existente
V_u =	7,56 Ton		Cortante Ultima actuante en la viga

Requiere Reforzamiento

3.- PROPIEDADES DEL SISTEMA FRP DEL FABRICANTE			
tf=	1,2	mm	Espesor de la Lámina de Fibra de carbono
f^*fu =	38668,83	kg/cm ²	Resistencia ultima a traccion de la lamina
ϵ^*fu =	0,017	mm/mm	Tension de Rotura
E_f =	2320129,61	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del FRP

4.- DATOS DE DISEÑO DEL SISTEMA FRP			
C_e =	0,95		Factor de Reduccion del Medio Ambiente (Tabla 9.1 de ACI 440.2R-08)
n=	1	und	Numero de Capa de Láminas de FRP
ψ_f =	0,85		Factor de Reduccion del FRP

5.- DISEÑO CORTE DE LA VIGA CON SISTEMA FRP			
PASOS DE CALCULO	FORMULA USADA	RESULTADO	OBSERVACIONES
PASO 01: Cálculo del diseño del sistema de las Propiedades del material FRP	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$	36735,4 Kg/cm ²	
	$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$	0,0162 mm/mm	
PASO 02: Cálculo de la Deformación Efectiva del FRP	$L_e = \frac{23300}{(n t_f E_f)^{0.58}}$	1,625 cm ²	
	$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}}$	0,823	
	$k_2 = \left(\frac{d_{fv} - n L_e}{d_{fv}} \right) \quad n = 1 (a), n = 2 (b)$	0,904	
	$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75$	0,060	CUMPLE
	$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$	0,001	CUMPLE
PASO 03: Cálculo de la Contribucion del FRP al esfuerzo de corte.	$A_{fv} = 2 n t_f w_f$	2,400 cm ²	
	$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$	2240,8 Kg/cm ²	
	$V_f = \frac{A_{fu} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{S_f}$	4,57 Ton	
PASO 04: Cálculo de la resistencia al corte de la sección	$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$	7,61 Ton	EL DISEÑO ES CORRECTO

DISEÑO DE REFORZAMIENTO A CARGA AXIAL DE COLUMNAS CON FRP

1.- DATOS GENERALES DE VIGA A REFORZAR			
VARIABLES	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCION DE LA VARIABLE
f_c =	210	Kg/cm ²	Resistencia a Compresión del Concreto
f_y =	4200,00	Kg/cm ²	Resistencia a Fluencia del Acero de Refuerzo
r_c =	2,00	cm	Radio de arista de columna
A_s =	19,40	cm ²	Area Total de Acero de Refuerzo en seccion de columna
b =	30,00	cm	Lado 1 de la columna
h =	30,00	cm	Lado 2 de la Columna
A_g =	900,00	cm ²	Area Geometrica de la seccion de la columna
p =	0,0216		cuantia de acero de refuerzo presente en la columna
P_u =	34,39	Ton	Carga Ultima requerida
M_u =	7,11	Ton-m	Momento Ultimo en la columna
V_u =	4,78	Ton	Cortante Ultimo actuante en la seccion

(a) Point B

(b) Point C

2.- COMBINACIONES DE CARGA			
COMBINACIONES DE CARGA	CARGA AXIAL P_u	MOMENTO M_u	F. CORTANTE V_u
COMB1: 1.4CM+1.7CV	30,30 Ton	-5,69 Ton-m	-3,81 Ton
COMB2: 1.25(CM+CV)+S	30,83 Ton	-2,46 Ton-m	-1,63 Ton
COMB3: 1.25(CM+CV)-S	21,13 Ton	-7,12 Ton-m	-4,77 Ton
COMB4: 0.9CM+S	19,93 Ton	-0,13 Ton-m	-0,07 Ton
COMB5: 0.9CM-S	10,23 Ton	-4,79 Ton-m	-3,21 Ton

2.- PROPIEDADES DEL SISTEMA FRP DEL FABRICANTE			
t_f =	1,00	mm	Espesor de la Lámina de Fibra de carbono
f^*f_u =	9789,28	kg/cm ²	Resistencia ultima a traccion de la lamina
ϵ^*f_u =	0,0133	mm/mm	Tension de Rotura
E_f =	745412,55	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del FRP

3.- DATOS DE DISEÑO DEL SISTEMA FRP		
C_e =	0,95	Factor de Reduccion del Medio Ambiente (Tabla 9.1 de ACI 440.2R-08)
k_e =	0,55	Factor de Eficiencia de FRP para Rotura de Tension
ψ_f =	0,85	Factor de Reduccion del FRP
ϵ^*c =	0,002	mm/mm Deformacion máxima del Concreto no confinado

4.- DISEÑO A CARGA AXIAL DE LA COLUMNA CON SISTEMA FRP			
PASOS DE CALCULO	FORMULA USADA	RESULTADO	OBSERVACIONES
PASO 01: Cálculo del diseño del sistema de las Propiedades del material FRP	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$	9299,8 Kg/cm ²	
	$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$	0,0126 mm/mm	
PASO 02: Cálculo de la Deformación Efectiva del FRP	$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(A_g - A_{st})} \left(\frac{P_u}{0.80\phi} - f_y A_{st} \right)$	-20,5 Kg/cm ²	
PASO 03: Cálculo de la Contribucion del FRP al esfuerzo de corte.	$f_l = \frac{f'_{cc} - f'_{cc}}{3.3k_a}$	-143,07 Kg/cm ²	
	$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$	0,488 Kg/cm ²	
	$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\frac{(b/h)(h-2r_c)^2 + (h/b)(b-2r_c)^2}{3A_g} \right] - \rho}{1 - \rho}$	0,488 Ton	
PASO 04: Cálculo de la resistencia al corte de la sección	$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\psi_f 2 E_f t_f \varepsilon_{fe}}$	-6,89	2 capas
	$\varepsilon_{fe} = k_e \varepsilon_{fu}$	0,00694925	
	$f_l = \frac{\psi_f 2 n E_f t_f \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}}$	41,51234821	
	$\frac{f_l}{f'_c} \geq 0.008$	0,198	CONTINUE CON EL DISEÑO
PASO 05: Verificación de la deformacion axial última del concreto confinado debe ser <0.01	$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c (1.5 + 12k_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45})$	0,0071	
	$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^2$	0,488	
	$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$		EL DISEÑO ES CORRECTO

DISEÑO A FLEXOCOMPRESION DEL MIEMBRO

PASO 01: Cálculo del punto A $\phi P_{n(A)} = \phi 0.80(0.85 f'_{cc}(A_g - A_s) + f_y A_s)$ **140,85 Ton**

$$\phi M_{n(A)} = 0$$

Capas de Reforzamiento Recomendado

1

1

$$f_l = \frac{\psi_f 2 n E_f t_f \epsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}} \quad 26,71$$

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \quad 0,488$$

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad 0,488$$

$$\epsilon_{fe} = \text{minimo de } (0.004 \text{ y } k_\epsilon \epsilon_{fu}) \quad 0,004$$

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c (1.5 + 12 k_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c} \right)^{0.45}) \quad 0,0050$$

$$f'_{cc} = f'_c + 3.3 k_a f_1 \quad 253,03$$

PASO 02: Cálculos previos

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\epsilon_{ccu}} \quad 8605,387039$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad 217370,6512$$

$$\epsilon'_t = \frac{2 f'_c}{E_c - E_2} \quad 0,0020$$

PUNTO B

24,00

$$c = d \frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{ccu}} \quad \text{PUNTO C}$$

16,901

PUNTO B

$$y_t = c \frac{\epsilon'_t}{\epsilon_{ccu}} \quad 9,657$$

PUNTO C

6,801

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad -22,52 \text{Kg/cm}$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right) \quad 652,39 \text{Kg/cm}$$

$$C = -b f'_c \quad -6300,00 \text{Kg/cm}$$

$$D = b c f'_c + \frac{b c E_2}{2} (\epsilon_{ccu}) \quad 166689,70 \text{Kg}$$

$$\sum A_{si} f_{si} \quad 0$$

$$\phi P_{n(B)} = \phi[(A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \sum A_{si} f_{si}] \quad 95,17$$

$$\frac{f_l}{f'_c} \geq 0.08 \quad 0,127$$

PROCEDE CON EL
DISEÑO

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad -265,8336852$$

$$F = b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad 1107,891166$$

$$G = \left(\frac{b}{2} f'_c + b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right) \quad 11954,37974$$

$$H = b f'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) \quad 56700$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'_c - bcf'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bc E_2}{2} \left(c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu}) \quad 562027,8767$$

$$\sum A_{si} f_{si} d_i \quad 245364$$

$$\phi M_{n(B)} = \phi[(E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I) + \sum A_{si} f_{si} d_i] \quad 7,51 \text{ Ton-m}$$

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad -45,41$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad 926,3958597$$

$$C = -b f'_c \quad -6300$$

$$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu}) \quad 117387,1103$$

CALCULO DEL PUNTO C

$$\sum A_{si} f_{si} \quad 0$$

$$\phi P_{n(C)} = \phi[(A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D) + \sum A_{si} f_{si}] \quad 67,02$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad -34,06$$

$$F = b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad 703,94$$

$$G = \left(\frac{b}{2} f'_c + b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right) \quad 4911,456916$$

$$H = b f'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) \quad 11978,87324$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'_c - bcf'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bc E_2}{2} \left(c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu}) \quad 799530,3341$$

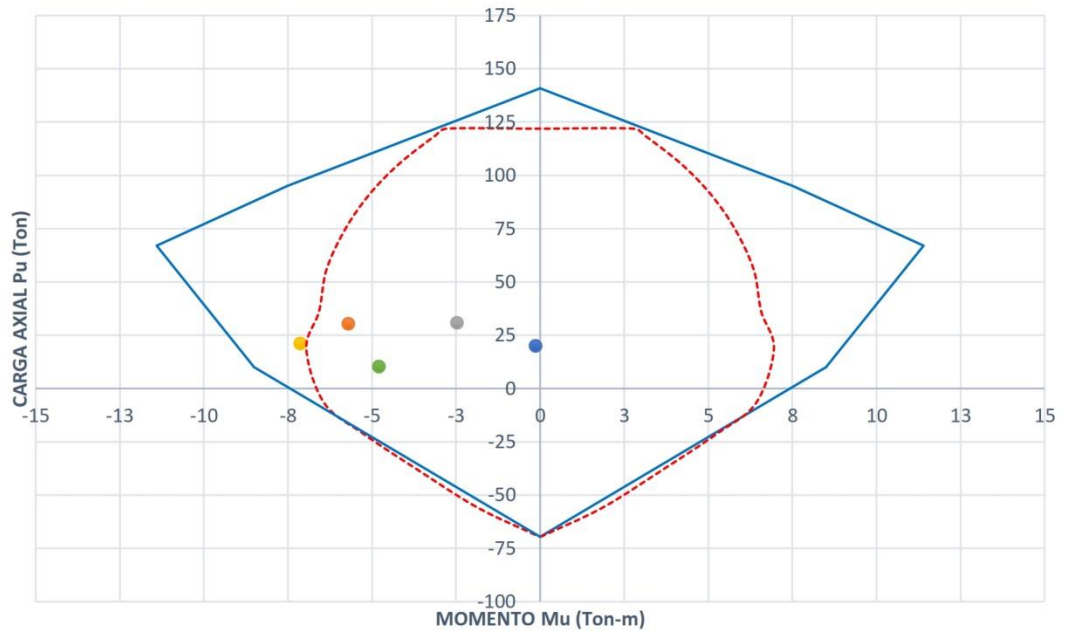
$$\sum A_{si} f_{si} d_i \quad 497448$$

$$\phi M_{n(c)} = \phi[(E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I) + \sum A_{si} f_{si} d_i]$$

11,40 Ton-m

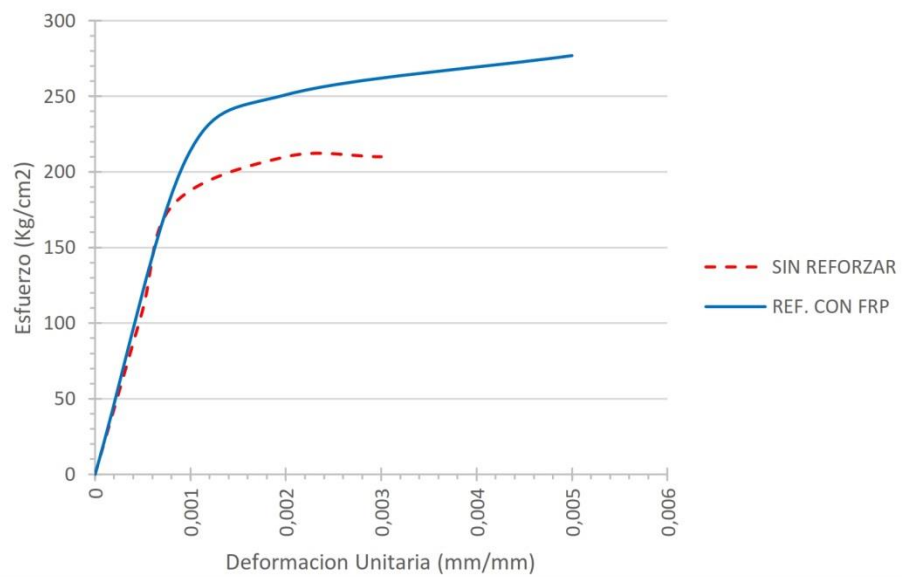
	Pu	Mu
PUNTO A	140,8540595	0
PUNTO B	95,17	7,51 Ton-m
PUNTO C	67,02	11,40 Ton-m

DIAGRAMA DE INTERACCION C-5 c/FRP



● COMB1 ● COMB2 ● COMB3 ● COMB4
● COMB5 — Seccion Ref. FRP - - - Seccion sin Reforzar — ""

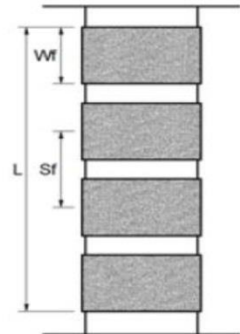
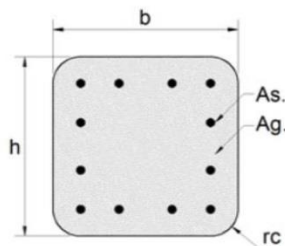
DIAGRAMA DE ESFUERZO vs DEFORMACIÓN C-5 c/FRP



DISEÑO DE REFORZAMIENTO A CORTANTE DE COLUMNAS CON FRP

2.- DATOS INICIALES DE DISEÑO POR CORTANTE

Ast=	23	cm ²	Area de Acero Transversal de la columna
wf=	5	cm	Ancho de la lamina unitaria a colocar
sf=	20	cm	Espaciamiento de las bandas de FRP
α=	90		Angulo de inclinacion del la banda FRP
V _c =	1	Ton	Resistencia al Corte del Concreto
V _s =	1	Ton	Resistencia al corte del Acero de Refuerzo



1.- DATOS DE DISEÑO DEL SISTEMA FRP

C _e =	0,65	Factor de Reducción del Medio Ambiente
n=	1	Numero de Capas de Lámina FRP
ψ _f =	0,95	Factor de Reduccion del FRP por Seguridad

2.- PROPIEDADES DEL MATERIAL FRP

t _f =	1,2	mm	Espesor de lámina
f [*] _{fu} =	36725	Kg/cm ²	Resistencia a Traccion
ε [*] _{fu} =	0,0162	mm/mm	Tension de Rotura
e _f =	2320806	Kg/cm ²	Modulo de elasticidad del FRP

5.- DISEÑO CORTE DE LA VIGA CON SISTEMA FRP

PASOS DE CALCULO	FORMULA USADA	RESULTADO	OBSERVACIONES
PASO 01: Cálculo del diseño del sistema de las Propiedades del material FRP	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$ $\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$	23871,3 Kg/cm ² 0,0105 mm/mm	
PASO 02: Cálculo de la Deformación Efectiva del FRP	$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu}$	0,0079 mm/mm	> 0,004
	$A_{fv} = 2nt_f w_f$	1,200 cm ²	
	$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$	9283,2 Kg/cm ²	
PASO 03: Cálculo de la Contribucion del FRP al esfuerzo de corte.	$V_f = \frac{A_{fu} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f}$	13,92 Ton	
	$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f)$	11,42 Ton	EL DISEÑO ES CORRECTO

ANEXO G.

*ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS
MATERIALES USADOS PARA EL REFORZAMIENTO.*

HOJA TÉCNICA

Sika® CarboDur®

Sistema de refuerzo a base de polímeros reforzados con fibra carbono (CFRP).

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Es un sistema de refuerzo para concreto armado o estructuras de acero y metal.

Este sistema está compuesto por láminas de refuerzo resistentes a la corrosión, reforzadas con fibra de carbono (CFRP) y el adhesivo especial Sikadur®-30.

USOS

El sistema Sika® CarboDur® se utiliza para refuerzos de estructuras de concreto, madera y metal, en los siguientes casos:

Incremento de carga

- Incremento de cargas vivas en almacenes
- Incremento de volumen de tráfico en puentes
- Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales
- Estructuras sometidas a vibración
- Cambios de uso en edificaciones

Daños a partes estructurales

- Envejecimiento de materiales de construcción
- Corrosión de los refuerzos de acero
- Impacto de vehículos
- Incendios

Mejora de la capacidad de servicio

- Disminución de la deformación
- Reducción de la fatiga en los refuerzos de acero
- Reducción del ancho de las fisuras

Cambios en sistemas estructurales

- Eliminación de paredes o columnas
- Eliminación de una sección de losa

Defectos en el procedimiento constructivo o diseño

- Insuficiente acero de refuerzo
- Insuficiente recubrimiento

CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Poco peso.
- Disponibilidad en cualquier longitud sin necesidad de traslapes.

- Poco espesor.
- Fácil de transportar (en rollos).
- Las láminas no requieren previo tratamiento.
- Simplicidad en las intersecciones de las láminas (emparrillados).
- Aplicación de bajo costo. No requiere manipulación compleja ni equipo de instalación.
- Gran resistencia a la tracción.
- Disponibilidad en varios módulos de elasticidad.
- Excelente resistencia a la fatiga.
- Permite ser pintado sin preparación previa.
- Resistente a los álcalis.

DATOS BÁSICOS

FORMA

ASPECTO

Fibra de carbono reforzada con matriz epóxica.

COLORES

Negro

PRESENTACIÓN

- Lámina CarboDur® : Rollo x 100 m.
- Sikadur® -30: Unidades pre-selladas (comp- A+B) x 5 kg

ALMACENAMIENTO

CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO / VIDA ÚTIL

Lámina CFRP

Se puede almacenar ilimitadamente, siempre que no se le exponga a la luz solar directa.

Sikadur®-30

Se puede almacenar durante un año en su envase original entre +5°C y +25°C

DATOS TÉCNICOS

VOLUMEN DE FIBRA

>68%

DETALLES TÉCNICOS

Sika® CarboDur® S:

Módulos E	>165 ,000 N/mm ²
Resistencia a la tracción	>2,800 N/mm ²
Resistencia a la rotura *	3,050 N/mm ²
Elongación a la rotura	>1.7%
Densidad	1.5 g/cm ³

Sika® CarboDur® M

Módulos E	>210, 000 N/mm ²
Resistencia a la tracción	>2,400 N/mm ²
Resistencia a la rotura *	2,900 N/mm ²
Elongación a la rotura	>1.2%
Densidad	1.6 g/cm ³

Sika® CarboDur® H

Módulos E	>300,000 N/mm ²
Resistencia a la tracción	>1,300 N/mm ²
Resistencia a la rotura *	1,450 N/mm ²
Elongación a la rotura	>0.45%
Densidad	1.6 g/cm ³

(*) Valores mecánicos obtenidos según la longitudinal de las fibras.

DIMENSIONES

TIPO	ANCHO MM	ESPESOR MM	ÁREA DE CORTE TRANSVERSAL MM ²
Sika® CarboDur® S Módulo E>165,000 N/mm²			
S512	50	1.2	60
S612	60	1.2	72
S812	80	1.2	96
S1012	100	1.2	120
S1212	120	1.2	144
S1512	150	1.2	180
S614	60	1.4	84
S914	90	1.4	126
S1214	120	1.4	168
Sika® CarboDur® M Módulo E> 210,000 N/mm²			
M614	60	1.4	84
M914	90	1.4	126
M1214	120	1.4	168
Sika® CarboDur® H Módulo E> 300,000 N/mm²			
H514	50	1.4	70

INFORMACIÓN DEL SISTEMA

DETALLES DE APLICACIÓN

CONSUMO / DOSIS

Tipo de lámina	Sikadur®-30
S512 / M514	0.50 kg/ml
S612 / S614 / M614	0.65 kg/ml
S812	0.75 kg/ml
S914 / M914	0.85 kg/ml
S1012	0.90 kg/ml
S1212 / S1214 / M1214	1.10 kg/ml
S1512	1.30 kg/ml

La cantidad de adhesivo consumida varía dependiendo del nivel y rugosidad de la superficie, así como de cuántas láminas se superpongan.

Mezclado de Sikadur®-30

Comp. A : Comp. B = 3 : 1 (partes en peso)

MATERIALES AUXILIARES

Adhesivos Sikadur®-30 para refuerzos por pegado

Aspecto	Compuesto A	Pasta blanca grisácea
	Compuesto B	Pasta negra
	Compuesto A + B	Pasta gris claro

Densidad	1.77 kg/l
Post-life (según FIB)*	40 minutos (a 35°C)
Tiempo abierto (según FIB)	30 minutos (a 35°C)
Flujo de escurrimiento (según FIB)*	3-5 mm (a 35°C)
Encogimiento (según FIB)*	0.04%
Punto de transición, avidriado (según FIB)*	62°C
Módulo E estático (según FIB)*	12,800 N/mm ²
Fuerza de adhesión (húmedo) (según FIB)*	Falla del concreto 4 N/mm ²
Resistencia a cortante (según FIB)*	Falla del concreto 15 N/mm ²
Coefficiente de expansión	9×10^{-5} por °C (-10°C a +40°C)

(*) Federación Internacional de Pre-armado

Los valores pueden variar según la intensidad de la mezcla y el monto de aire que se incorpore mediante la misma. (Gráfico)

REQUISITOS DE APLICACIÓN

SEGURIDAD DE SOPORTE

- Estructura no reforzada (con margen para un factor de seguridad de reducción total de $\gamma = 1$)
- Estructura reforzada (según el modo de falla descrito anteriormente, chequear las deformaciones)

- Fractura la lámina
- Anclajes

RESISTENCIA A LA FATIGA

- Verificar las tensiones para el concreto y acero

CONDICIONES DE SERVICIO

- Deformación (con deformaciones medias, asumiendo el comportamiento elástico de la estructura y cambios de las deformaciones en el concreto con el paso del tiempo)
- Tensión del acero (no se produce deformación plástica en condiciones de servicio)
- Ancho de fracturas (limitando las tensiones sobre el acero en condiciones de servicio)

TEMPERATURA DEL SUSTRATO

- $\pm 8^{\circ}\text{C}$

MÁXIMA HUMEDAD RELATIVA EN TODA LA APLICACIÓN

- 85%

CONTENIDO MÁXIMO DE HUMEDAD

- 4%

LA TEMPERATURA DEL SUSTRATO

- Al menos 3°C sobre la temperatura del punto de rocío.
- Se debe medir el punto de rocío durante toda la aplicación.

ESTADO DE SOPORTE

Concreto

El concreto debe estar limpio, libre de grasa y aceite, seco, sin partículas libres. La edad del concreto dependiendo de las condiciones de clima debe ser por lo menos de 4 a 6 semanas (% de humedad).

Preparación: Arenado, escobillado o escarificado.

Madera

La superficie debe encontrarse limpia, libre de grasa o aceite, sin partículas sueltas.

Preparación: Arenado, escobillado o escarificado.

La superficie debe ser pareja. Las marcas de trabajo o ranurados no deben ser de más de 0.5 mm.

Después de limpiar, eliminar el polvo de la superficie empleando una aspiradora industrial.

Verificar el sustrato con un nivel de metal. La tolerancia es de 10 mm para dos metros de longitud, o de 2.5 mm para 50 cm de longitud, respectivamente.

MÉTODO DE APLICACIÓN

MEZCLADO

Paquete pre-dosificado

Agitar bien los componentes en sus envases antes de usar. Añadir el compuesto B al compuesto A. Mezclar usando una mezcladora manual eléctrica a baja velocidad (máximo 500 rpm) durante tres minutos hasta obtener una apariencia uniforme. Evitar incorporar aire.

MODO DE EMPLEO

Si la superficie del concreto presenta burbujas, rellénelas con el mortero epóxico de reparación Sikadur®-31 Hi Mod-GEL. El adhesivo Sikadur®-30 se debe emplear como capa de contacto para asegurar una buena adhesión al

substrato de concreto.

Con una espátula, aplique con cuidado el adhesivo Sikadur®-30 bien mezclado al substrato correctamente preparado. Cubra la superficie con una capa de aproximadamente 1 mm. Coloque la lámina CarboDur® en una mesa y límpiela con Sika Solvente. Aplique a la lámina CarboDur® una capa de 1 a 2 mm del adhesivo Sikadur®-30 empleando una espátula.

Mientras el adhesivo está al aire, y dependiendo de la temperatura, coloque la lámina en la superficie de concreto. Use un rodillo para presionar la lámina contra el material epóxico hasta que el adhesivo se salga por ambos lados del laminado. Elimine el exceso de adhesivo epóxico.

Cuando se haya secado el adhesivo Sikadur®-30 se puede retirar la película que recubre la lámina. Como última comprobación, verifique que la lámina CarboDur® no presente burbujas golpeando suavemente. La parte superior de la lámina se puede pintar con un material de recubrimiento como Sikagard®-63 N o Sikagard®-62.

LIMPIEZA

Limpie inmediatamente las herramientas con limpiador Thinner Acrílico.

Lávese las manos y la piel cuidadosamente con jabón y agua tibia.

Antes de su utilización, los compuestos A y B contaminan el agua y no deben ser arrojados al desagüe, cursos de agua o a la tierra.

Los residuos del limpiador Sika® Solvente y de Sikadur®-30 siempre deben ser desechados con cuidado. El material ya endurecido sólo se puede eliminar por medios mecánicos.

IMPORTANTE

Las láminas CarboDur® (CFRP) no presentan reserva de deformación plástica, por lo que la resistencia máxima de flexión de una sección reforzada se alcanza cuando se produce la falla de la lámina cuando el acero fluye o el concreto falla. El modo de falla depende de la sección transversal de la lámina. Para limitar el ancho de la fisura y la deformación, el punto de fluencia no debe producirse en las barras de refuerzo cuando el material se encuentre en servicio. No debe permitirse ninguna fisura por cortante, porque esto puede causar el desplazamiento de la superficie reforzada por consiguiente desplazamiento de la lámina. Se puede emplear los métodos convencionales para realizar los cálculos de tensión y deformación, los mismos que se deben verificar empleando los estándares SIA 160 (1989) y 162 (1989).

RECOMENDACIONES

- Hacer una prueba de adherencia, la cual no debe ser menor a 1.5 N/mm². Para pequeñas aplicaciones 4 mínimas.
- Para grandes aplicaciones 1 cada 10 m.
- Para nivelar la superficie se debe aplicar Sikadur®-30.
- Mezcle el Sikadur®-30 lentamente (máximo 500 rpm) para evitar, tanto como sea posible, la incorporación de aire.
- Cubra bien la superficie de concreto con el adhesivo.
- La resistencia a la tracción de la superficie preparada de concreto armado debe ser >1.5 N/mm².
- El sistema Sika® CarboDur® debe protegerse de los rayos solares directos.
- La temperatura máxima de servicio es 60°C.
- Debe seguirse las instrucciones de la Hoja Técnica cuando se aplique el adhesivo Sikadur®-30.

REFERENCIAS

Pruebas

- Informe EMPA N° 154490/1
- Informe EMPA N° 154490
- Informe EMPA N° 161782
- Informe IBMB, IU Braunschweig N° 144B/325
- Informe CISMID, Perú

Referencias

Bauzinger H. Steiner W. 1989: Adhesivos epóxicos para juntas flexibles Schweizer Baublatt N° 64, Agosto 1980

Deuring M. 1993: Reforzamiento de concreto armado con materiales compuestos pretensados. Centro Federal de Investigación y Pruebas de Materiales (EMPA), Informe EMPA N° 224, 1993

Deuring M., 1994: Láminas CFRP en la industria de la construcción. Reforzamiento de estructuras de concreto. Revista Swiss Engineer and Architect N° 26, 23 de julio de 1994.

Deuring M., Oser M., Burgi B. 1994: Refuerzos pegados. Análisis de adhesivos epóxicos. Centro Federal de Investigación y Pruebas de Materiales (EMPA), Informe EMPA N° (ilegible), 1994

Meier U., 1994: Reforzamiento de estructuras con materiales compuestos. Informe VDI N° 1080, 1994, pp. 587-594

SIA/EMPA: Refuerzo posterior de estructuras con lámina CarboDur . Documentación D0120.21 de setiembre de (ilegible)

INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD

PRECAUCIONES DE MANIPULACIÓN

Use una crema protectora en las manos y la piel descubierta antes de empezar a trabajar. Use ropa de protección (guantes, lentes de seguridad). Cuando el producto entre en contacto con los ojos u otras mucosas, lave inmediatamente con agua tibia limpia y acuda al médico.

MEDIO AMBIENTE

Con permiso de las autoridades se puede incinerar pequeñas cantidades de material curado en un incinerador municipal. Los compuestos no utilizados no deben arrojarlos a los desagües, cursos de agua o al suelo.

TRANSPORTE

- Compuesto A: No peligroso
- Compuesto B: 8/65 c) en cantidad de 500 kg

TOXICIDAD

- Compuesto A: Clase 4, según el Reglamento Suizo de Salud y Seguridad
- Compuesto B: No tóxico

BASES

En caso de duda siga las instrucciones del embalaje o etiqueta. La empresa garantiza que la información en la hoja es verdadera y exacta. Sin embargo, la información sobre el rendimiento puede variar de acuerdo con la manera en que se emplee el producto u otras condiciones de uso que escapan al control de la empresa. Por tanto, la garantía de la empresa se limita a la calidad de los productos que se proporcionan.

OBSERVACIONES

La Hoja de Seguridad de este producto se encuentra a disposición del interesado. Agradeceremos solicitarla a nuestro Departamento Comercial, teléfono: 618-6060 o descargarla a través de Internet en nuestra página web: www.sika.com.pe

NOTAS LEGALES

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos; siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web www.sika.com.pe.

**“La presente Edición anula y reemplaza la Edición N° 5
la misma que deberá ser destruida”**

PARA MÁS INFORMACIÓN SOBRE Sika® CarboDur® :

1.- SIKa PRODUCT FINDER: APLICACIÓN DE CATÁLOGO DE PRODUCTOS



2.- SIKa CIUDAD VIRTUAL



Sika Perú
Refurbishment
Centro industrial "Las Praderas
de Lurín" s/n MZ B, Lotes 5 y
6, Lurín
Lima
Perú
www.sika.com.pe

Hoja Técnica
Sika® CarboDur®
19.11.14, Edición 6

Versión elaborada por: Sika Perú
S.A.
NA, Departamento Técnico
Telf: 618-6060
Fax: 618-6070
Mail: informacion@pe.sika.com.



HOJA TÉCNICA

SikaWrap®-600C

Tejido de Fibra de Carbono para Reforzamiento Estructural

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Es un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es laminado en campo usando Sikadur®-301 o Sikadur® Hex -300/306 (adhesivos epóxicos) para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP), el cual es empleado para el reforzamiento de elementos estructurales.

USOS

Para refuerzo a flexión, cortante, confinamiento de elementos estructurales tales como vigas, columnas, losas y muros por las siguientes causas.

- Incremento de cargas
- Incremento de carga viva
- Incremento de volumen de tráfico en puentes
- Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales
- Estructuras con vibración
- Cambios en el uso de edificios
- Refuerzo sísmico
- Envoltura de columnas (confinamiento)
- Paredes de mampostería no reforzada
- Daño de partes estructurales
- Envejecimiento de materiales de construcción (corrosión)
- Impacto de vehículos
- Fuego
- Cambio en el sistema estructural
- Supresión de muros o columnas
- Remoción de secciones de losa y muros con aperturas
- Defectos de diseño o construcción
- Refuerzo insuficiente
- Altura insuficiente de los elementos
- Reforzamiento temporal

CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Es flexible, puede colocarse envolviendo elementos de forma compleja
- Alta resistencia

- Bajo peso
- No se corroe
- Resistente a sustancias ácidas y a álcalis.
- Bajo impacto estético
- Económico
- Puede ser aplicado en húmedo o en seco.

DATOS BÁSICOS

FORMA

ASPECTO

Tejido

COLORES

Negro oscuro

PRESENTACIÓN

Rollo de 25.00 m² (50 cm x 50.00 m)

Orientación de la Fibra: 0° (unidireccional)

ALMACENAMIENTO

CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO / VIDA ÚTIL

Se debe proteger el material de posibles ataques mecánicos o contaminación por tal razón se debe almacenar en su empaque bien cerrado. Transportar con las precauciones normales para productos delicados.

DATOS TÉCNICOS

PROPIEDADES DE LA LÁMINA CURADA

Resistencia a la tensión	139,000 psi (960 N/mm ²)
--------------------------	--------------------------------------

Módulo de elasticidad	10.6 10 ⁶ psi (73,100 N/mm ²)
-----------------------	--

Elongación a la rotura	1.33%
------------------------	-------

Espesor	1.0 mm (0.039 pulgadas)
---------	-------------------------

Dirección de la fibra	0° (unidireccional)
-----------------------	---------------------

Peso por metro cuadrado	610 g
-------------------------	-------

PROPIEDADES DE LA FIBRA

Resistencia a la tensión	620,000 psi (4,300 N/mm ²)
--------------------------	--

Módulo de elasticidad	34.9 10 ⁶ psi (240,000 N/mm ²)
-----------------------	---

Elongación	1.55%
------------	-------

Densidad	1.81 g/cc
----------	-----------

Espesor	0.337 mm (0.0133 pulgadas)
---------	----------------------------

INFORMACIÓN DEL SISTEMA

MÉTODO DE APLICACIÓN

PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

La superficie debe estar limpia y sana. Puede estar seca o húmeda, pero libre de agua empozada o hielo. Remover polvo, lechada, grasa, compuestos curadores, impregnaciones, grasas, partículas extrañas, material suelto o cualquier otro elemento que impida la adherencia.

Cuando la superficie sea irregular debe ser nivelada con un mortero de reparación adecuado. La resistencia en adherencia del concreto debe ser verificada, después de la preparación de superficie por un ensayo aleatorio de resistencia de adherencia a la tensión (ACI 503R) a criterio del ingeniero.

La mínima resistencia a la tensión debe ser de 15 kg/cm² con falla del concreto.

MÉTODO DE LIMPIEZA

Para la preparación de la superficie de concreto se recomienda utilizar chorro de arena o cualquier otro procedimiento de limpieza mecánica (escarificado con amoladora) que provea textura rugosa a la superficie.

RECOMENDACIONES PREVIAS PARA LA APLICACIÓN DE SIKAWRAP 600C

- Temperatura del sustrato: $\pm 8^{\circ}\text{C}$
- Máxima humedad relativa: 4%
- Contenido máximo de humedad menos 3°C sobre la temperatura del punto de rocío.
- Se debe medir el punto de rocío durante toda la aplicación.
- Hacer una prueba de adherencia, la cual no debe ser menor a 1.5 N/mm²

Para pequeñas aplicaciones: 4 mínimas

Para grandes aplicaciones: 1 cada 10 m

- Para nivelar la superficie puede aplicar el Sikagrout®-212 o Sikadur®-31

MÉTODO DE APLICACIÓN EN

HÚMEDO

Para información sobre mezclado del Sikadur®-301 referirse a la hoja técnica del producto.

El consumo de la resina epóxica Sikadur®-301, depende de la rugosidad de la superficie y la práctica que se tengan en el procedimiento de impregnación del tejido. Sin embargo, el consumo teórico aproximado es de 1.5 kg/m² a 1.6 kg/m² de producto para la imprimación de la superficie del sustrato y para la saturación o impregnación del tejido.

Aplicación

Antes de la colocación del tejido la superficie de concreto debe ser imprimada y sellada usando el epóxico Sikadur®301, el producto puede ser aplicado por brocha o rodillo. El SikaWrap®- 600C debe ser saturado o impregnado en forma manual o mecánica.

Mezclado del epóxico

En cualquier caso, la instalación de los epóxicos de adherencia (Sikadur®301) debe ser realizada por un aplicador autorizado o personal calificado.

Corte del tejido

El tejido puede ser cortado a la longitud apropiada usando tijeras de tipo industrial o para trabajo pesado. Debe evitarse el uso de cualquier elemento de corte sin filo que pueda debilitar o deshilar la fibra.

MÉTODO DE APLICACIÓN EN SECO

Aplicar la mezcla de resina epóxica Sikadur®-301 directamente sobre el sustrato en una proporción de $1.2 - 1.5 \text{ kg/m}^2$, dependiendo de la rugosidad de la superficie.

Colocar cuidadosamente el tejido sobre la resina con guantes de goma y alisar las irregularidades o bolsas de aire usando un rodillo de plástico. Permitir que la resina pase a través de los hilos del tejido. Si se necesita más de una capa de tejido aplicar una capa adicional de Sikadur®-301 a una lata de 0.5 kg/m^2 y repetir el proceso anterior. Aplicar una capa final de Sikadur®-301 sobre la superficie expuesta a una lata de 0.2 kg/m^2 .

MÉTODO DE APLICACIÓN EN HÚMEDO

Aplicar la mezcla de resina epóxica Sikadur®-301 directamente sobre el sustrato, dependiendo de la rugosidad de la superficie, en una proporción $1.5 - 1.6 \text{ kg/m}^2$, incluyendo la saturación de la fibra.

Colocar cuidadosamente el tejido sobre la resina con guantes de goma y alisar las irregularidades o bolsas de aire usando un rodillo de plástico.

Permitir que la resina pase a través de los hilos del tejido. Si se necesita más de una capa de tejido aplicar una capa adicional de Sikadur®-301 a una lata de 0.5 kg/m^2 y repetir el proceso anterior. Aplicar una capa final de Sikadur®-301 sobre la superficie expuesta a una lata de 0.2 kg/m^2 .

IMPORTANTE

Los cálculos de diseño deben ser realizados por un ingeniero independiente, debidamente acreditado.

El sistema es barrera de vapor. No se debe encapsular elementos de concreto en zonas donde se presente ciclo de hielo – deshielo.

Para mayor detalle sobre la instalación y requerimiento de control de calidad referirse a las Especificaciones Generales para la Instalación del Sistema Sika Wrap de Sika. Consultar al Departamento Técnico.

INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD

RESTRICCIONES LOCALES

La información, regulaciones y normas pueden variar de país a país, por eso para mayor información de cada país, consulte la última versión de la Hoja Técnica del producto de cada país.

INFORMACIÓN DE HIGIENE Y SEGURIDAD

Para mayor información sobre el manejo, almacenamiento y disposición de los residuos, consulte la versión más reciente de la Hoja de Seguridad que contiene los datos de las propiedades físicas, ecológicas, toxicidad y otros datos de seguridad pertinentes.

NOTAS LEGALES

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web www.sika.com.pe.

“La presente Edición anula y reemplaza la Edición N° 2

la misma que deberá ser destruida”

PARA MÁS INFORMACIÓN SOBRE SikaWrap®-600C :

1.- SIKA PRODUCT FINDER: APLICACIÓN DE CATÁLOGO DE PRODUCTOS



2.- SIKA CIUDAD VIRTUAL



Sika Perú S.A.
Refurbishment
Centro industrial "Las Praderas
de Lurín" s/n MZ B, Lotes 5 y 6,
Lurín
Lima
Perú
www.sika.com.pe

Hoja Técnica
SikaWrap®-600C
02.12.14, Edición 3

Versión elaborada por: Sika Perú S.A.
NA, Departamento Técnico
Telf: 618-6060
Fax: 618-6070
Mail: informacion@pe.sika.com



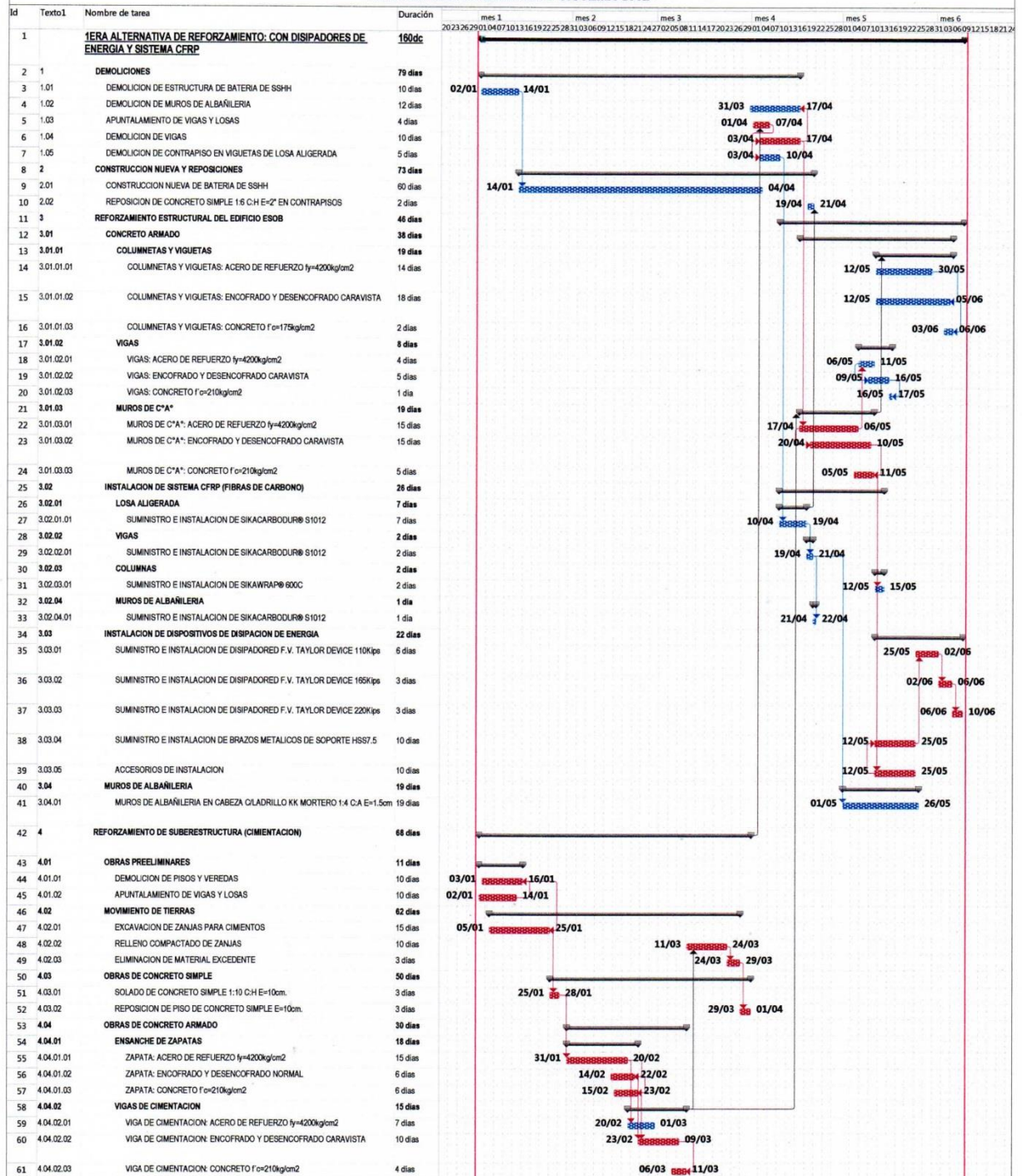
ANEXO H.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTO BENEFICIO

PRESUPUESTO DE PRIMERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO

ITEM	DESCRIPCION	UNIDADES	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL
1	DEMOLICIONES				
1,01	DEMOLICION DE ESTRUCTURA DE BATERIA DE SSHH	M2	263,41	81,08	21 357,28
1,02	DEMOLICION DE MUROS DE ALBAÑILERIA	M2	355,86	20,26	7 209,72
1,03	APUNTALAMIENTO DE VIGAS Y LOSAS	M2	145,80	25,95	3 783,51
1,04	DEMOLICION DE VIGAS	M3	6,96	579,33	4 032,14
1,05	DEMOLICION DE CONTRAPISO EN VIGUETAS DE LOSA ALIGERADA	M2	52,80	14,20	749,76
2	CONSTRUCCION NUEVA Y REPOSICIONES				
2,01	CONSTRUCCION NUEVA DE BATERIA DE SSHH	M2	263,41	945,95	249 171,62
2,02	REPOSICION DE CONCRETO SIMPLE 1:6 C:H E=2" EN CONTRAPISOS	M2	16,61	23,88	396,60
3	REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA				
3,01	CONCRETO ARMADO				
3.01.01	COLUMNETAS Y VIGUETAS				
3.01.01.01	COLUMNETAS Y VIGUETAS: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	5 232,72	3,67	19 204,08
3.01.01.02	COLUMNETAS Y VIGUETAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	251,06	66,24	16 630,21
3.01.01.03	COLUMNETAS Y VIGUETAS: CONCRETO f'c=175kg/cm2	M3	14,87	313,69	4 663,00
3.01.02	VIGAS				
3.01.02.01	VIGAS: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	1 041,50	3,67	3 822,32
3.01.02.02	VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	42,24	66,24	2 797,98
3.01.02.03	VIGAS: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	6,34	352,17	2 231,35
3.01.03	MUROS DE C°A°				
3.01.03.01	MUROS DE C°A°: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	8 415,37	3,67	30 884,42
3.01.03.02	MUROS DE C°A°: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	331,80	74,88	24 845,18
3.01.03.03	MUROS DE C°A°: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	49,63	484,77	24 061,07
3,02	INSTALACION DE SISTEMA CFRP (FIBRAS DE CARBONO)				
3.02.01	LOSA ALIGERADA				
3.02.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE SIKACARBODUR® S1012	M2	103,80	483,17	50 153,05
3.02.02	VIGAS				
3.02.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE SIKACARBODUR® S1012	M2	18,12	483,17	8 755,04
3.02.03	COLUMNAS				
3.02.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE SIKAWRAP® 600C	M2	24,88	483,17	12 021,27
3.02.04	MUROS DE ALBAÑILERIA				
3.02.04.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE SIKACARBODUR® S1012	M2	12,00	483,17	5 798,04
3,03	INSTALACION DE DISPOSITIVOS DE DISIPACION DE ENERGIA				
3.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE DISIPADORE F.V. TAYLOR DEVICE 110K	UND	12,00	24 075,00	288 900,00
3.03.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE DISIPADORE F.V. TAYLOR DEVICE 165K	UND	6,00	25 038,00	150 228,00
3.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE DISIPADORE F.V. TAYLOR DEVICE 220K	UND	6,00	25 680,00	154 080,00
3.03.04	SUMINISTRO E INSTALACION DE BRAZOS METALICOS DE SOPORTE HSS7	ML	77,20	181,21	13 989,41
3.03.05	ACCESORIOS DE INSTALACION	GLB	24,00	1 500,00	36 000,00
3,04	MUROS DE ALBAÑILERIA				
3.04.01	MUROS DE ALBAÑILERIA EN CABEZA C/LADRILLO KK MORTERO 1:4 C:A E:	M2	127,89	84,53	10 810,54
4	REFORZAMIENTO DE SUBERESTRUCTURA (CIMENTACION)				
4,01	OBRAS PREELIMINARES				
4.01.01	DEMOLICION DE PISOS Y VEREDAS	M2	362,35	42,64	15 450,60
4.01.02	APUNTALAMIENTO DE VIGAS Y LOSAS	M2	700,00	25,95	18 165,00
4,02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
4.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	M3	290,58	41,32	12 006,79
4.02.02	RELLENO COMPACTADO DE ZANJAS	M3	228,57	44,18	10 098,05
4.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	138,59	85,42	11 838,76
4,03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
4.03.01	SOLADO DE CONCRETO SIMPLE 1:10 C:H E=10cm.	M2	173,09	33,65	5 824,48
4.03.02	REPOSICION DE PISO DE CONCRETO SIMPLE E=10cm.	M3	362,35	23,88	8 652,92
4,04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
4.04.01	ENSANCHE DE ZAPATAS				
4.04.01.01	ZAPATA: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	22 213,49	3,67	81 523,52
4.04.01.02	ZAPATA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	M2	136,90	54,38	7 444,62
4.04.01.03	ZAPATA: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	62,01	352,17	21 839,61
4.04.02	VIGAS DE CIMENTACION				
4.04.02.01	VIGA DE CIMENTACION: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	8 690,42	3,67	31 893,86
4.04.02.02	VIGA DE CIMENTACION: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	212,40	74,88	15 904,51
4.04.02.03	VIGA DE CIMENTACION: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	31,86	484,77	15 444,77
	COSTO DIRECTO			S/.	1 402 663,08
	COSTO DE REFORZAMIENTO POR m2 (2978.14M2)			S/.	470,99
	COSTO DIRECTO +IGV			S/.	1 655 142,43

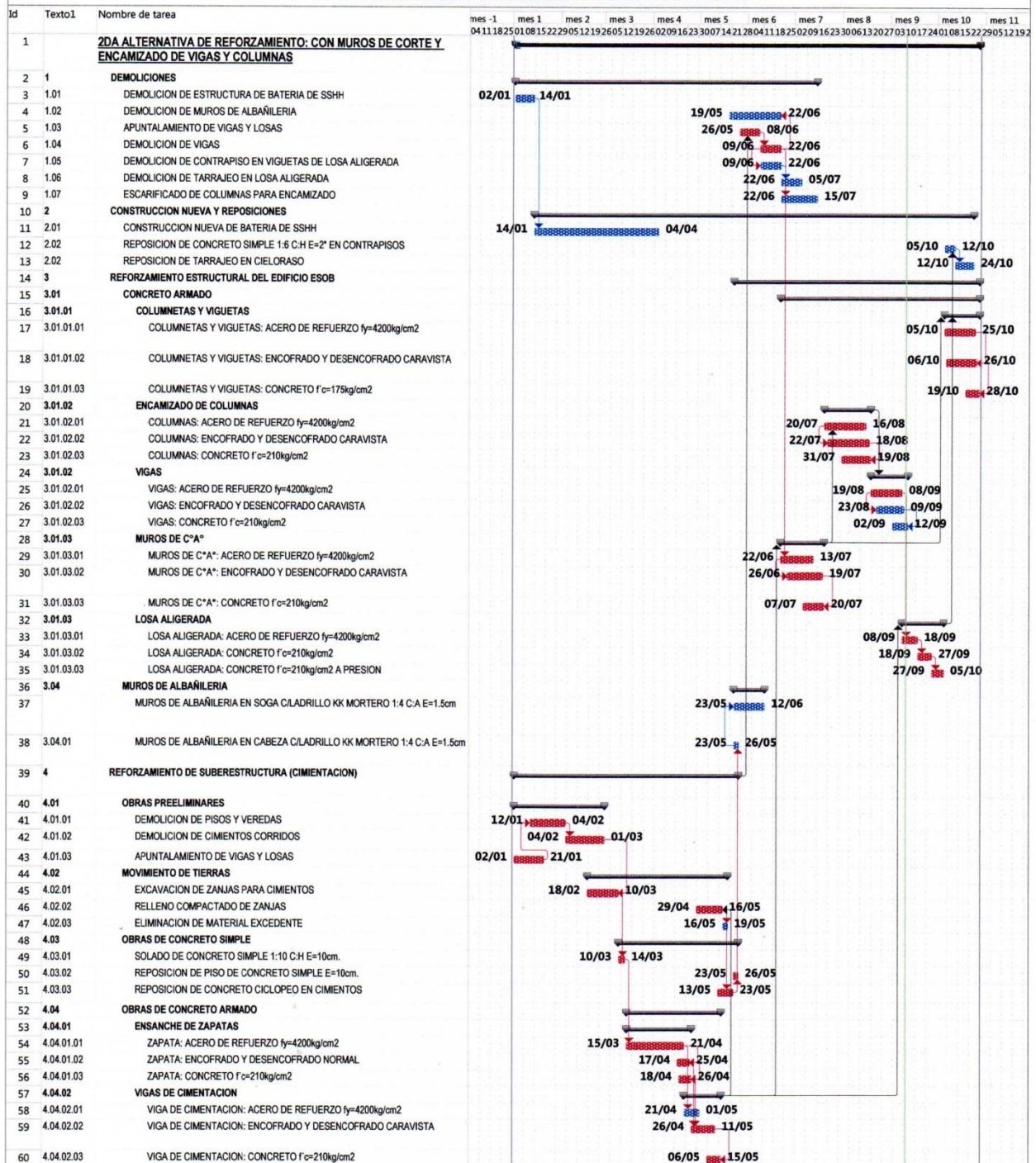
CRONOGRAMA DE EJECUCION PRIMERA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO DISIPADORES DE ENERGIA Y SISTEMA CFRP



PRESUPUESTO DE SEGUNDA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO

ITEM	DESCRIPCION	UNIDADES	METRADO	P.U. (S/.)	PARCIAL
1	DEMOLICIONES				
1,01	DEMOLICION DE ESTRUCTURA DE BATERIA DE SSHH	M2	263,41	81,08	21 357,28
1,02	DEMOLICION DE MUROS DE ALBAÑILERIA	M2	709,05	20,26	14 365,35
1,03	APUNTALAMIENTO DE VIGAS Y LOSAS	M2	1 089,00	25,95	28 259,55
1,04	DEMOLICION DE VIGAS	M3	43,56	579,33	25 235,61
1,05	DEMOLICION DE CONTRAPISO EN VIGUETAS DE LOSA ALIGERADA	M2	195,48	14,20	2 775,82
1,06	DEMOLICION DE TARRAJEO EN LOSA ALIGERADA	M2	195,48	14,20	2 775,82
1,07	ESCARIFICADO DE COLUMNAS PARA ENCAMIZADO	M2	697,60	30,12	21 011,71
2	CONSTRUCCION NUEVA Y REPOSICIONES				
2,01	CONSTRUCCION NUEVA DE BATERIA DE SSHH	M2	263,41	945,95	249 171,62
2,02	REPOSICION DE CONCRETO SIMPLE 1:6 C:H E=2" EN CONTRAPISOS	M2	195,48	23,88	4 668,06
2,03	REPOSICION DE TARRAJEO EN CIELORASO	M2	697,60	30,06	20 969,86
3	REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA				
3,01	CONCRETO ARMADO				
3.01.01	COLUMNETAS Y VIGUETAS				
3.01.01.01	COLUMNETAS Y VIGUETAS: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	10 024,80	3,67	36 791,02
3.01.01.02	COLUMNETAS Y VIGUETAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	487,20	66,24	32 272,13
3.01.01.03	COLUMNETAS Y VIGUETAS: CONCRETO f'c=175kg/cm2	M3	29,41	313,69	9 226,25
3.01.02	ENCAMISADO DE COLUMNAS				
3.01.02.01	COLUMNAS: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	17 740,80	4,10	72 737,28
3.01.02.02	COLUMNAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	697,60	87,22	60 844,67
3.01.02.03	COLUMNAS: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	91,84	494,77	45 439,68
3.01.03	VIGAS				
3.01.03.01	VIGAS: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	9 110,71	3,67	33 436,30
3.01.03.02	VIGAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	490,32	66,24	32 478,80
3.01.03.03	VIGAS: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	63,76	352,17	22 453,06
3.01.04	MUROS DE C°A°				
3.01.04.01	MUROS DE C°A°: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	12 066,22	3,67	44 283,04
3.01.04.02	MUROS DE C°A°: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	694,60	74,88	52 011,65
3.01.04.03	MUROS DE C°A°: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	96,51	484,77	46 784,18
3.01.05	LOSA ALIGERADA				
3.01.05.01	LOSA ALIGERADA: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	1 284,89	4,23	5 435,08
3.01.05.02	LOSA ALIGERADA: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	9,77	420,00	4 105,08
3.01.05.03	LOSA ALIGERADA: CONCRETO f'c=210kg/cm2 A PRESION	M3	9,63	506,99	4 882,06
3,02	MUROS DE ALBAÑILERIA				
3.02.01	MUROS DE ALBAÑILERIA EN SOGA C/LADRILLO KK MORTERO 1:4 C:A E=1.	M2	709,05	54,16	38 402,15
3.02.02	MUROS DE ALBAÑILERIA EN CABEZA C/LADRILLO KK MORTERO 1:4 C:A E=	M2	41,76	84,53	3 529,97
4	REFORZAMIENTO DE SUBERESTRUCTURA (CIMENTACION)				
4,01	OBRAS PREELIMINARES				
4.01.01	DEMOLICION DE PISOS Y VEREDAS	M2	496,31	42,64	21 162,66
4.01.02	DEMOLICION DE CIMIENTOS CORRIDOS	M3	91,67	348,30	31 926,92
4.01.03	APUNTALAMIENTO DE VIGAS Y LOSAS	M2	876,56	25,95	22 746,73
4,02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
4.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	M3	847,36	41,32	35 012,87
4.02.02	RELLENO COMPACTADO DE ZANJAS	M3	769,84	44,18	34 011,58
4.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	180,18	85,42	15 391,23
4,03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
4.03.01	SOLADO DE CONCRETO SIMPLE 1:10 C:H E=10cm.	M2	186,19	33,65	6 265,29
4.03.02	REPOSICION DE PISO DE CONCRETO SIMPLE E=10cm.	M2	496,31	23,88	11 851,88
4.03.03	REPOSICION DE CONCRETO CICLOPEO EN CIMIENTOS	M3	79,75	236,50	18 860,53
4,04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
4.04.01	ENSANCHE DE ZAPATAS				
4.04.01.01	ZAPATA: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	27 766,87	3,67	101 904,41
4.04.01.02	ZAPATA: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	M2	171,13	54,38	9 305,78
4.04.01.03	ZAPATA: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	77,52	352,17	27 299,51
4.04.02	VIGAS DE CIMENTACION				
4.04.02.01	VIGA DE CIMENTACION: ACERO DE REFUERZO fy=4200kg/cm2	Kg	10 646,26	3,67	39 071,79
4.04.02.02	VIGA DE CIMENTACION: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA	M2	244,08	74,88	18 276,71
4.04.02.03	VIGA DE CIMENTACION: CONCRETO f'c=210kg/cm2	M3	36,61	484,77	17 748,40
	COSTO DIRECTO			S/.	1 346 539,37
	COSTO DE REFORZAMIENTO POR m2 (2978.14M2)			S/.	452,14
	COSTO DIRECTO +IGV			S/.	1 588 916,46

CRONOGRAMA DE EJECUCION SEGUNDA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO MUROS DE CORTE Y ENCAMISADOS DE VIGAS Y COLUMNAS



ANEXO I.

COSTOS REFERENCIALES DE ACUERDO A

MINEDU.

MODULOS EDUCATIVOS ESTANDARIZADOS COSTA

PRIMARIA Y SECUNDARIA

31/08/2016

MODULO	UND	AREA TOTAL m ²	COSTO POR m ² EN NUEVOS SOLES	COSTO TOTAL EN NUEVOS SOLES
OBRA NUEVA				
02 AULAS / 02 AULAS	m ²	346.93	1,400	485,702.00
03 AULAS / 03 AULAS	m ²	513.03	1,400	718,242.00
02 AULAS / 02 AULAS / 02 AULAS	m ²	512.36	1,400	717,304.00
03 AULAS / 03 AULAS / 03 AULAS	m ²	762.37	1,400	1,067,318.00
03 AULAS / 01 AULA + SUM	m ²	762.37	1,400	1,067,318.00
ADMINISTRACION/BIBLIOTECA	m ²	260.32	1,520	395,686.40
LABORATORIO+DEP/TALLER	m ²	344.55	1,580	544,389.00
SUM / AULA DE COMPUTO	m ²	344.55	1,520	523,716.00
TALLER LIVIANO / TALLER LIVIANO	m ²	344.55	1,470	506,488.50
TALLER LIVIANO / TALLER LIVIANO / TALLER LIVIANO	m ²	512.38	1,470	753,198.60
SS. HH. TIPO 1 (07 BAT + 02 BAT)	m ²	53.93	3,000	161,790.00
SS. HH. TIPO 2 (10 BAT + 02 BAT)	m ²	69.83	2,900	202,507.00
VESTIDORES DE ALUMNOS	m ²	82.49	2,800	230,972.00
VESTIDORES PROF.+ DISCAP.	m ²	25.41	3,000	76,230.00
ESCALERA C/CIRC 02 TRAMOS	m ²	72.38	1,650	119,427.00
ESCALERA C/CIRC 04 TRAMOS	m ²	144.76	1,550	224,378.00
REFORZAMIENTO				
REFORZAMIENTO Y REHABILITACION	m ²	1.00	850	850.00

Nota: Los precios unitarios son al 31-08-2016 e incluyen GG+UTILIDAD (20%) e IGV (18%)
 El costo por metro cuadrado se ha estimado para resistencias de suelos en promedio desde 0.50 kg/cm² a más, Cabe señalar que cualquier diferencia del estudio definitivo será absorbida por el porcentaje de incremento del monto de inversión del PIP viable, de acuerdo a lo establecido en las normas del SNIP (Artículo 27.1)



PROTOTIPOS EDUCATIVOS DE NIVEL INICIAL

COSTO ESTIMADO REFERENCIAL

31/08/2016

MODULO	UND	AREA TOTAL m ²	COSTO POR m ² EN NUEVOS SOLES	COSTO TOTAL EN NUEVOS SOLES
Módulo de 02 Aulas + 04 sh + 02 Depósito c/closet + Hall de ingreso	m ²	171.96	2,120.00	364,555.20
Módulo de 01 Sala de Psicomotriz + 04 sh + 02 Depósito c/closet + Hall de ingreso + Sala de Usos Múltiples	m ²	183.98	2,120.00	390,037.60
Sala de Psicomotriz	m ²	80.95	1,980.00	160,281.00
Módulo Administrativo (Dirección + Secretaria + Sala de profesores + Espera + Depósito de material educativo + Hall + Tópico + Dpto Psicología + 01 SH docentes y adm 01 SH discapacitados + 01 SH personal de limpieza y guardiania + Cocina)	m ²	115.23	2,250.00	259,267.50

Nota: Los precios unitarios son al 31-08-2016 e incluyen GG+UTILIDAD (20%) e IGV (18%)

El costo por metro cuadrado se ha estimado para resistencias de suelos en promedio desde 0.50 kg/cm² a más, Cabe señalar que cualquier diferencia del estudio definitivo será absorbida por el porcentaje de incremento del monto de inversión del PIP viable, de acuerdo a lo establecido en las normas del SNIP (Artículo 27.1)



COSTOS VARIOS

31/08/2016

MODULO	UND	METRADO	COSTO UNITARIO EN NUEVOS SOLES	COSTO TOTAL EN NUEVOS SOLES
CERCO E INGRESOS				
CERCO PERIMETRICO CARAVISTA h=3.05 m	m	1.00	1,280	1,280.00
CERCO PERIMETRICO TARRAJEADO h=3.05 m	m	1.00	1,390	1,390.00
CERCO DE MALLA CON COLUMNAS DE FIERRO	m	1.00	780	780.00
CERCO TIPO UNI h=3.10 m	m	1.00	1,390	1,390.00
PORTADA DE INGRESO INICIAL	u	1.00	8,100	8,100.00
PUERTA DE INGRESO PRIMARIA	u	1.00	16,500	16,500.00
PUERTA DE INGRESO SECUNDARIA	u	1.00	27,170	27,170.00
OBRAS EXTERIORES				
CISTERNA (06 M3) - TQUE ELEVADO (3 M3)	u	1.00	66,100	66,100.00
CISTERNA (15 M3) - TQUE ELEVADO (5 M3)	u	1.00	105,000	105,000.00
CISTERNA (24 M3) - TQUE ELEVADO (10 M3)	u	1.00	155,000	155,000.00
CISTERNA (50 M3) - TQUE ELEVADO (20 M3)	u	1.00	243,950	243,950.00
CISTERNA (64 M3) - TQUE ELEVADO (28 M3)	u	1.00	292,100	292,100.00
CISTERNA A PRESION CONSTANTE (12 M3)	u	1.00	77,000	77,000.00
LOSA DEPORTIVA (18 x 30) fc=175 kg/cm²	m²	540.00	190	102,600.00
PATIO, VEREDAS Y RAMPAS fc=175 kg/cm²	m²	1.00	185	185.00
PATIO TECHADO (LIVIANO SOBRE COLUMNAS)	m²	1.00	280	280.00
RAMPA DE ACCESO PARA 2do NIVEL	m²	1.00	2,000	2,000.00
PUENTE TECHADO	m²	1.00	1,500	1,500.00
GRADAS ARMADAS CONCRETO fc=175 kg/cm²	m²	1.00	450	450.00
GRADERIA DE 03 NIVELES	m	1.00	1,850	1,850.00
ASTA DE BANDERA	u	1.00	1,580	1,580.00
JUEGOS INFANTILES (04 juegos)	kit	1.00	19,000	19,000.00
JARDINERIA + GRASS NATURAL	m²	1.00	30	30.00
AREA BLANDA CON GRASS SINTETICO (INC. SARDINELE)	m²	1.00	200	200.00
PIRCAS (H=1.00 m a H=1.40 m)	m	1.00	460	460.00
ASCENSOR DE 02 PARADAS	u	1.00	97,034	97,034.00
ASCENSOR DE 03 PARADAS	u	1.00	100,380	100,380.00
OBRAS PROVISIONALES obras de hasta 3'000,000	est	1.00%	DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA	
OBRAS PROVISIONALES obras de hasta 10'000,000	est	0.50%	DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA	
SEGURIDAD Y SALUD obras de 3'000,000	est	1.50%	DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA	
SEGURIDAD Y SALUD obras de 10'000,000	est	0.85%	DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA	
MUROS DE CONTENCION				
MURO DE CONTENCION (H=1.90 m)	m	1.00	2,300	2,300.00
MURO DE CONTENCION (H=3.00 m)	m	1.00	3,400	3,400.00
REDES EXTERIORES				
INSTALACIONES SANITARIAS - COSTA	est	2% a 4%	DEL COSTO DE MODULOS + REFORZ.	
INSTALACIONES SANITARIAS - SIERRA	est	4% a 8%	DEL COSTO DE MODULOS + REFORZ.	
INSTALACIONES ELECTRICAS INC. RED DATA	est	3% a 8%	DEL COSTO DE MODULOS + REFORZ.	
MOVIMIENTO DE TIERRAS				
PENDIENTES MODERADAS	est	5%	RESPECTO A LOS MODULOS	
PENDIENTES PRONUNCIADAS	est	15%	RESPECTO A LOS MODULOS	
DEMOLICIONES - INCLUYE ELIMINACION				
DEMOLICION DE EDIFICACION DE CONCRETO CON COBERTURA DE LOSA ALIGERADA - INCLUYE PISOS	m²	1.00	120	120.00
COBERTURA DE CANALONES - INCLUYE DEMOLICION DE PISOS	m²	1.00	95	95.00
DEMOLICION DE EDIFICACION DE ADOBE - INCLUYE DEMOLICION DE PISOS	m²	1.00	85	85.00
DEMOLICION DE CERCO DE LADRILLO	m	1.00	115	115.00
DEMOLICION DE PATIOS Y VEREDAS	m²	1.00	30	30.00
DESMONTAJE DE AULAS PREFABRICADAS	m²	1.00	30	30.00

NOTA:

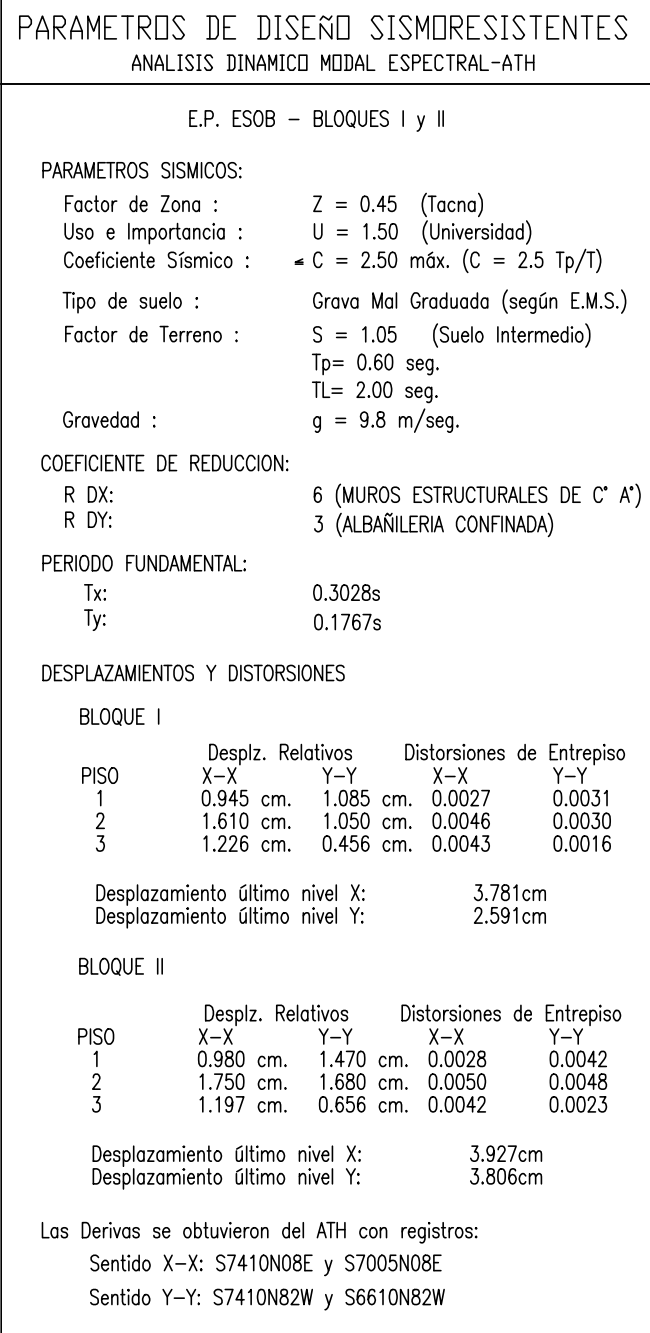
ES INDISPENSABLE QUE PARA EL CALCULO DEL COSTO DE LOS PROYECTOS, SE ADICIONE AL COSTO DE LOS MODULOS, EL COSTO DE LAS OBRAS EXTERIORES, MOVIMIENTO DE TIERRAS, REDES SANITARIAS, REDES ELECTRICAS, CERCO, PORTADA DE INGRESO, MUROS DE CONTENCION, DEMOLICION, ETC.

PRECIOS AL 31-08-2016 (INCLUYEN GG + UTILIDAD E IGV)

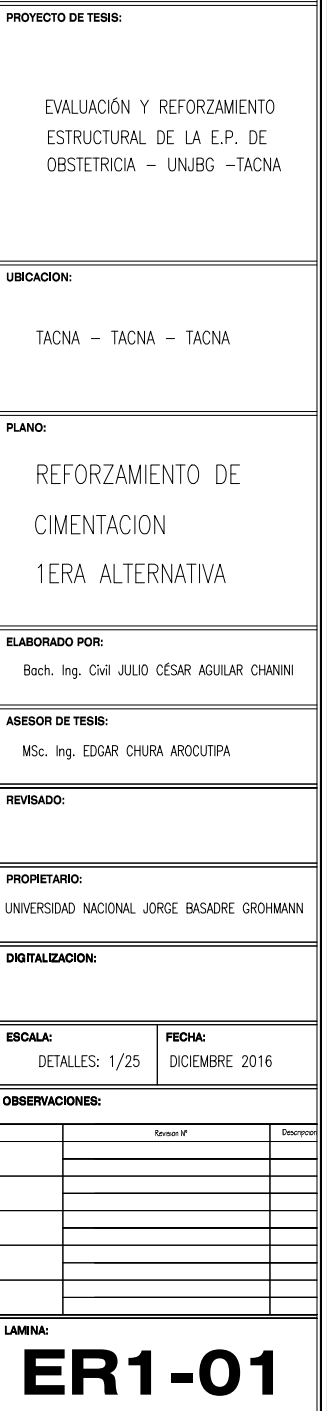


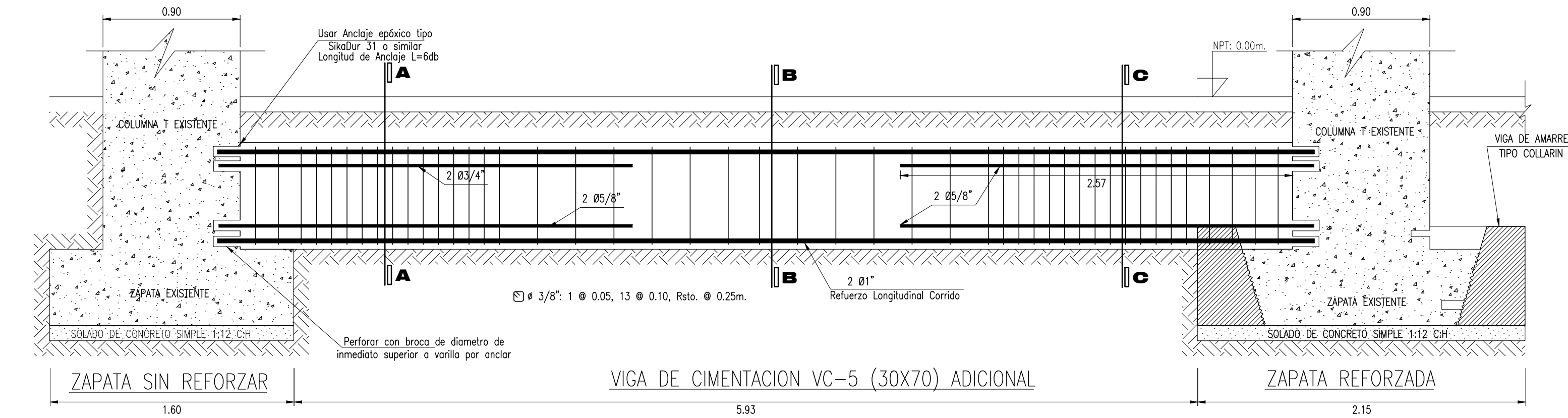
ANEXO J.

*PLANOS ESTRUCTURALES: PRIMERA
ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.*



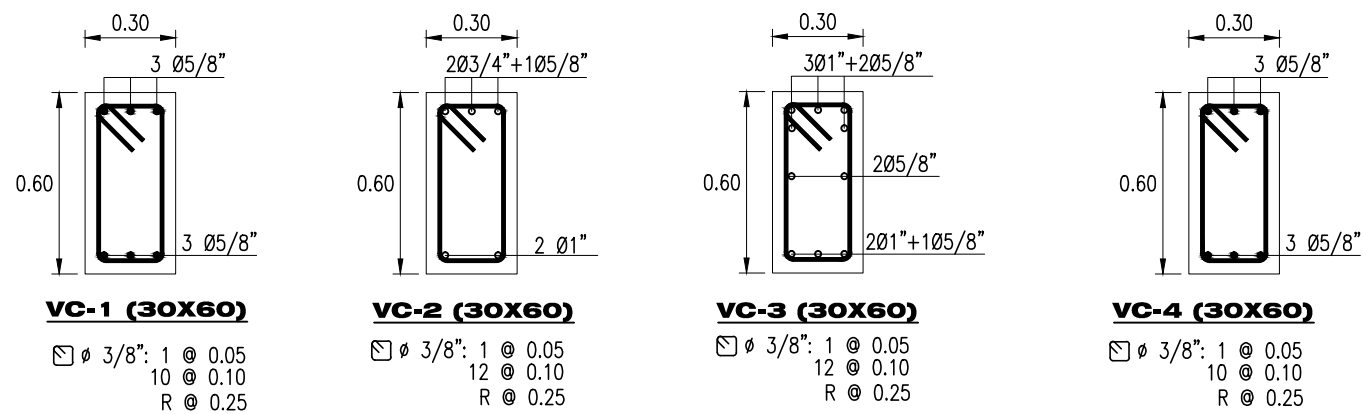
ESCALA : 1/75





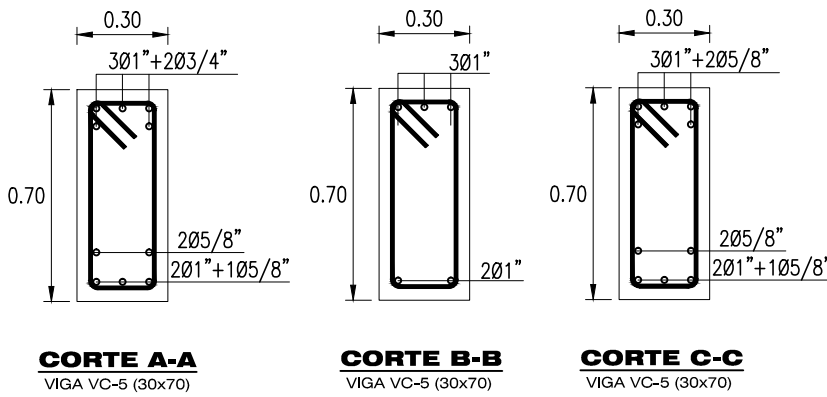
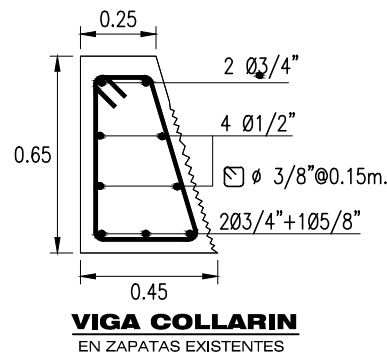
DESARROLLO TIPICO DE VIGA DE CIMENTACION

ESCALA : 1/25



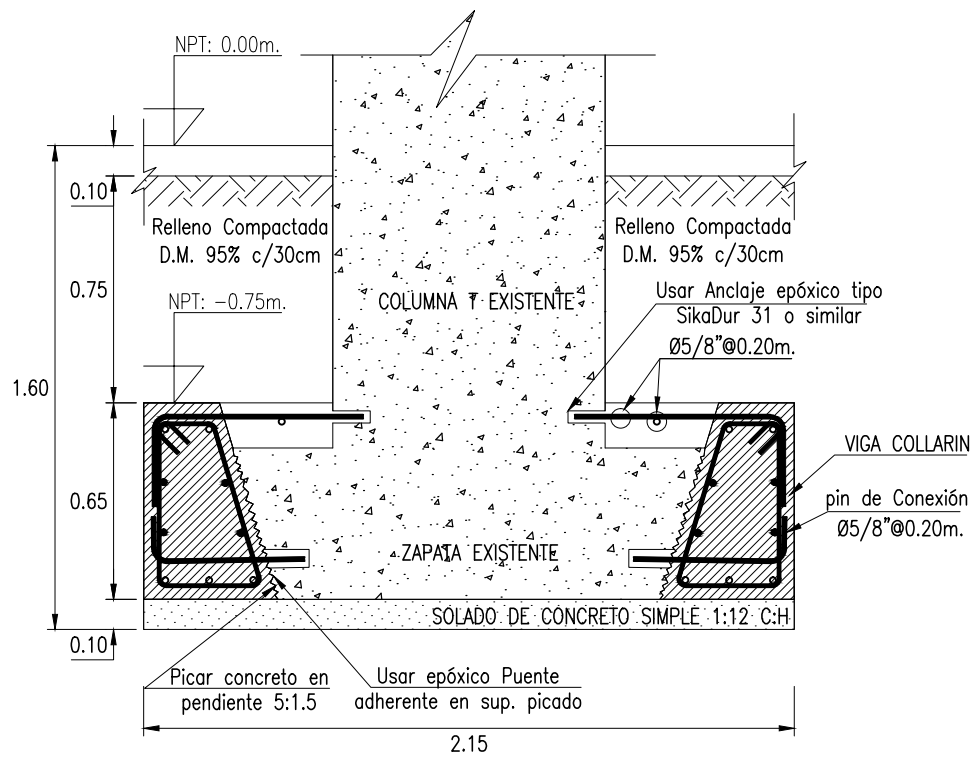
DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACION

ESCALA : 1/25



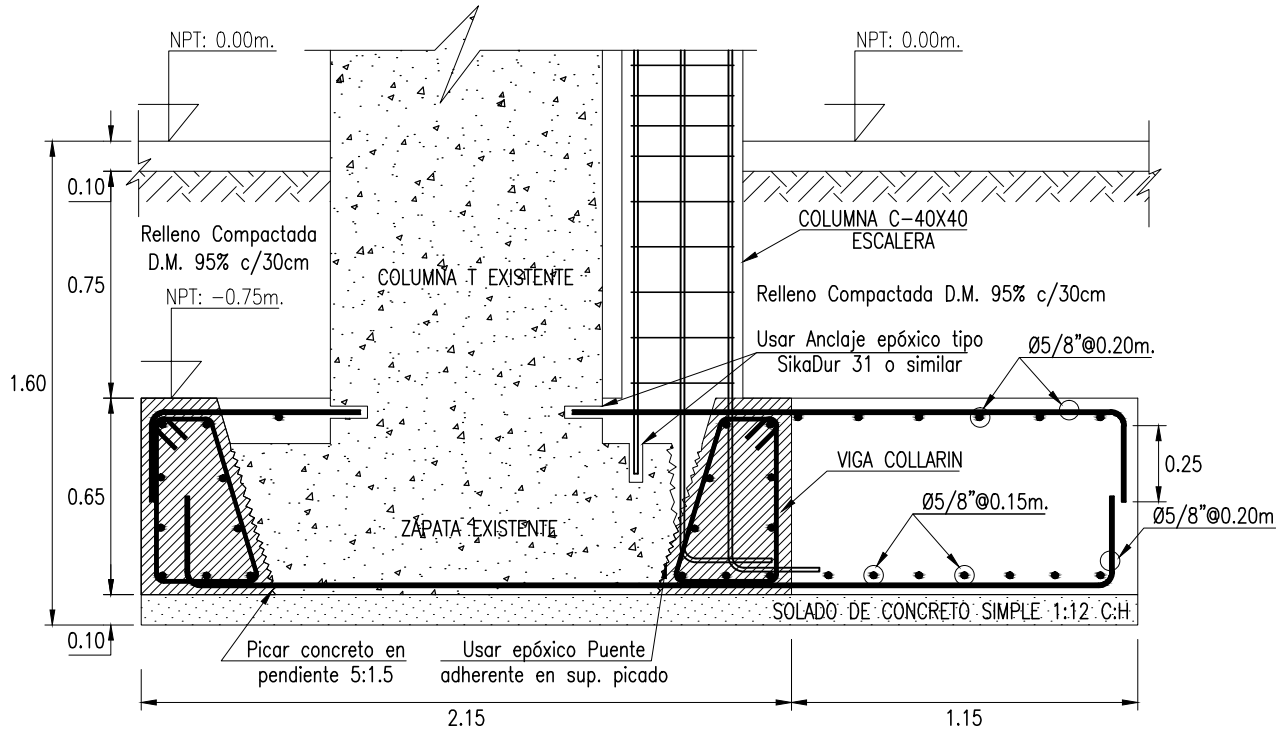
CORTES DE SECCION - DESARROLLO DE VIGA VC-5

ESCALA : 1/25



ELEVACION TIPICA DE ZR-01 y ZR-02

ESCALA : 1/25



ELEVACION TIPICA DE ZR-03

ESCALA : 1/25

PROYECTO DE TESIS:

EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL DE LA E.P. DE
OBSTETRICIA – UNJBG – TACNA

UBICACION:

TACNA – TACNA – TACNA

PLANO:

CIMENTACION
DETALLE DE VIGAS

ELABORADO POR:

Bach. Ing. CIVIL JULIO CÉSAR AGUILAR CHAVINI

ASESOR DE TESIS:

MSc. Ing. EDGAR CHURA AROQUITPA

REVISADO:

PROPIETARIO:

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

DIGITALIZACION:

ESCALA:

DETALLES: 1/25

FECHA:

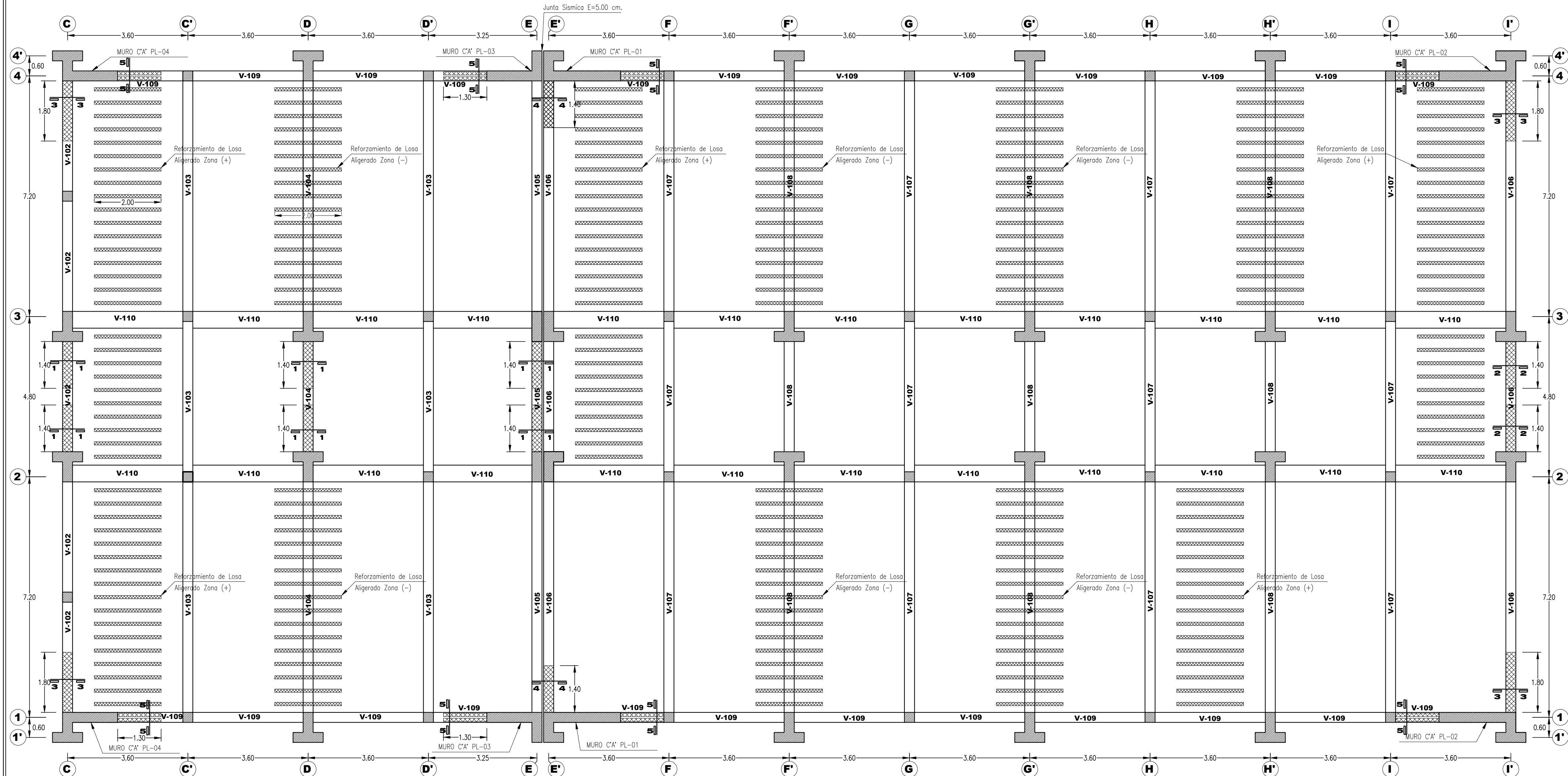
DICIEMBRE 2016

OBSERVACIONES:

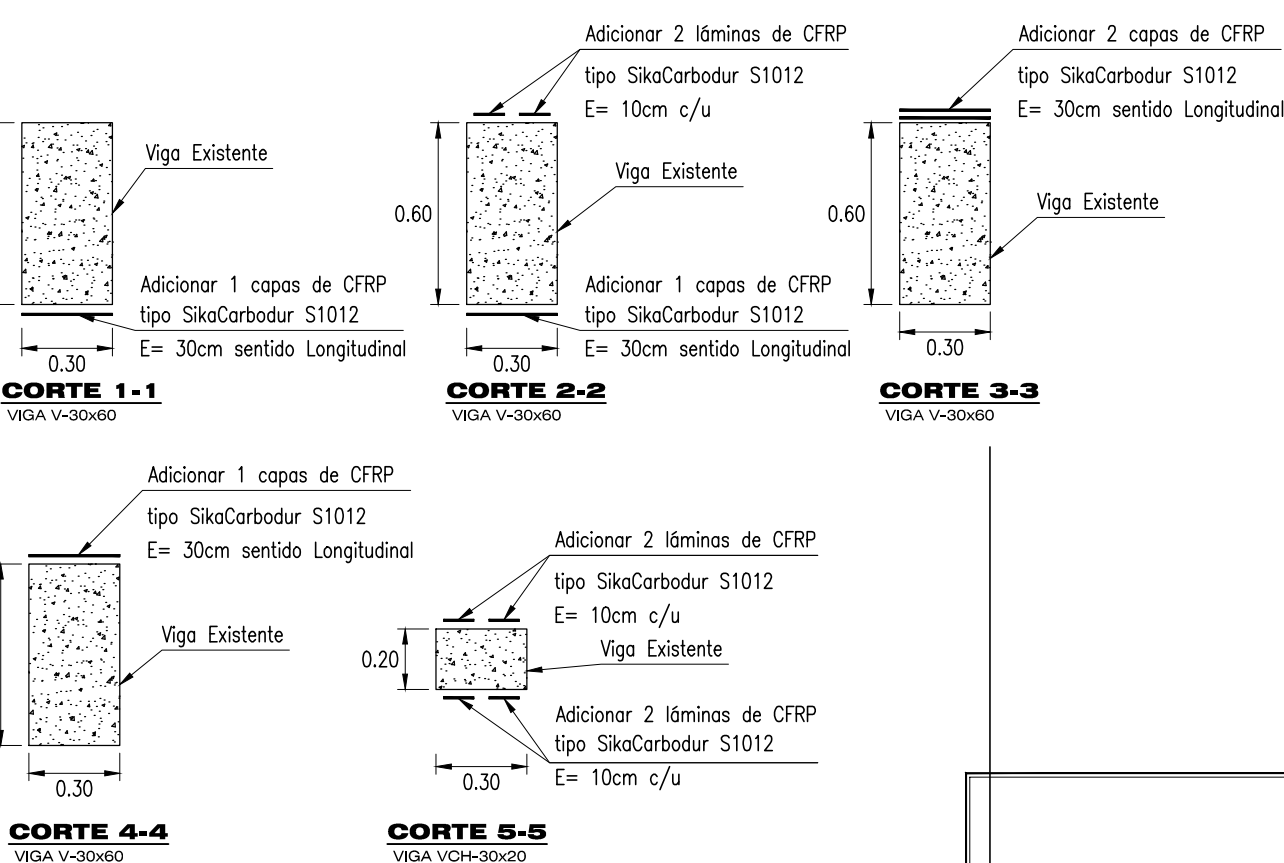
Revisión	Descripción

LAMINA:

ER1-02

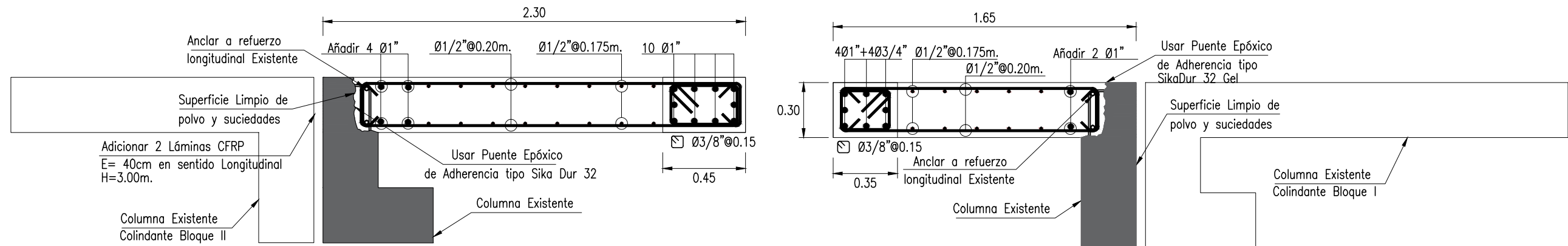


PLANO DE ALIGERADO REFORZADO CON CFRP: 1ER NIVEL
ESCALA : 1/75

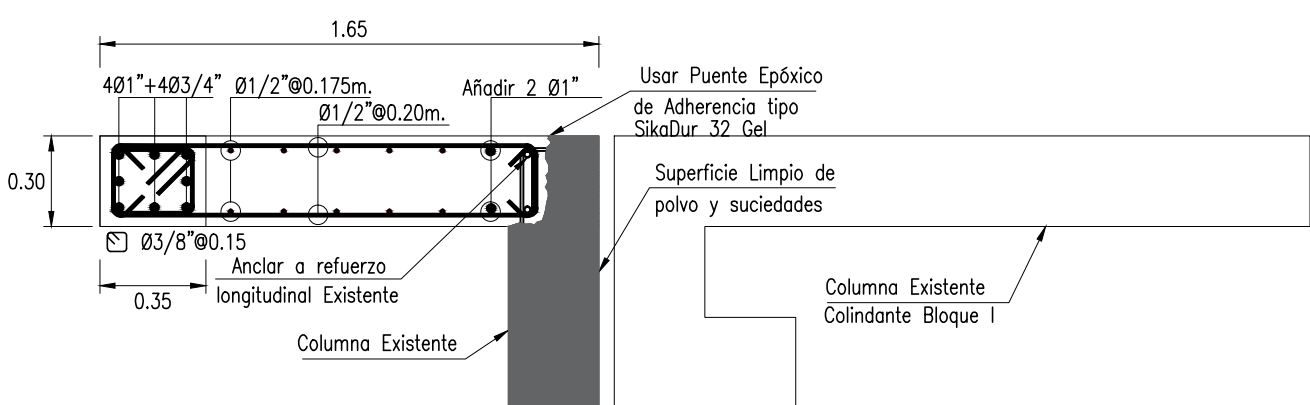


DETALLE DE VIGA REFORZADA CON CFRP
ESCALA : 1/25

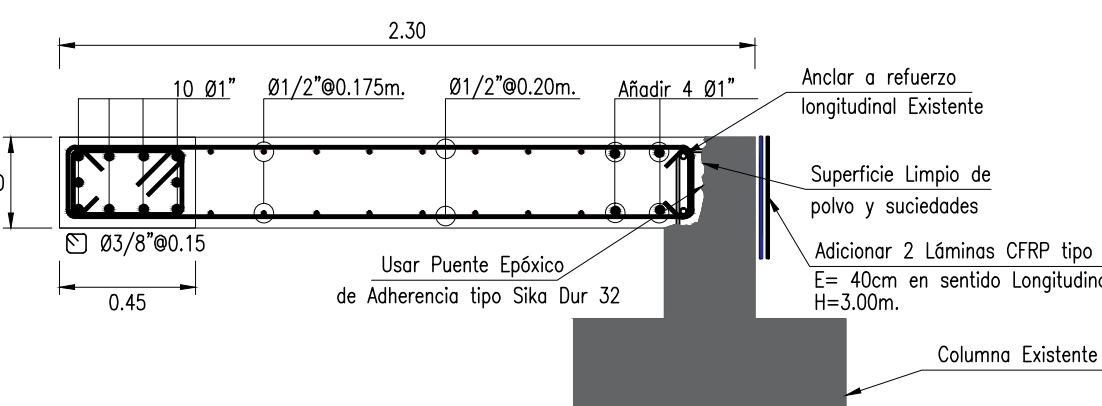
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)	
CIMENTOS - SUBZAPATAS :	
f'c : 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE (MAXIMO Ø 6")	
SOBRECIMENTOS:	
f'c : 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA (MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
COLUMNAS Y VIGAS	f'c : 210 Kg/cm2
MUROS DE CONCRETO	f'c : 210 Kg/cm2
ACERO	fy : 4200 Kg/cm2
SOBRECARGAS	
AULAS Y SSHH	: 250 Kg/m2
OFICINAS	: 200 Kg/m2
AUDITORIOS	: 400 Kg/m2
ESCALERAS Y CORREDORES	: 400 Kg/m2
ALBAÑILERIA NUEVA	
MUROS	: f'm 65 Kg/cm2
MORTERO	: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGÚN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:	Df: 1.50m
CAPACIDAD PORTANTE BLOQUE 1:	øt : 2.80 Kg/cm2 (SEGUN E.M.S.)
RECUBRIMIENTOS	
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
PROPIEDADES TECNICAS DEL SIKACARBODUR S1012	
MODULO ELASTICO	: 165000 N/mm2
RESISTENCIA A TRACCION	: 3100 N/mm2
RESIST. TRACCION MINIMO	: >2800 N/mm2
ALARGAMIENTO A ROTURA	: >1.70%
ESFUERZO DE DISEÑO	: 0.85
PROPIEDADES TECNICAS DEL SIKAWRAP 600C	
MODULO ELASTICO	: 240000 N/mm2
RESISTENCIA A TRACCION	: 4300 N/mm2
RESIST. TRACCION MINIMO	: >2.800 N/mm2
ALARGAMIENTO A ROTURA	: >1.55%
ESFUERZO DE DISEÑO	: 0.85
Los superficies dañados serán Reparados y nivelados para la instalacion del CFRP.	



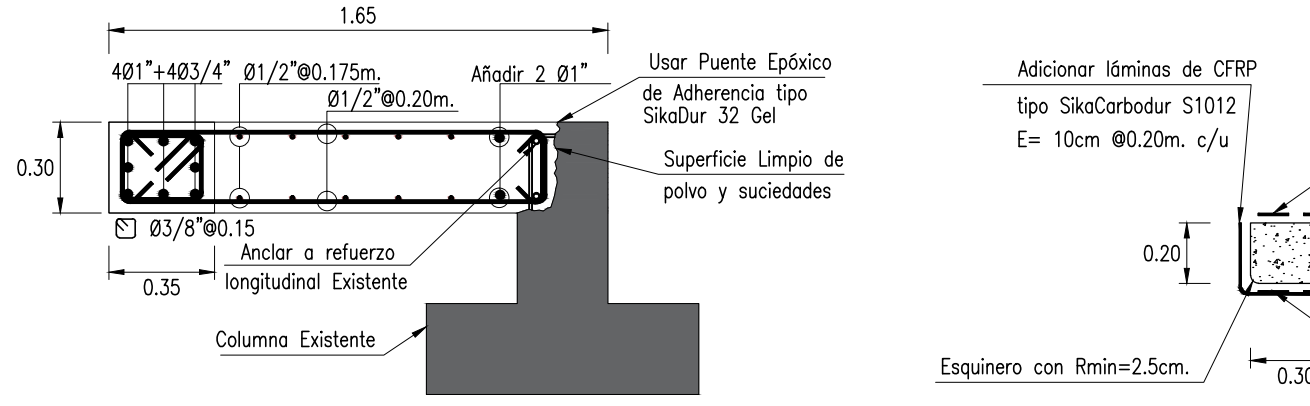
DETALLE DE MURO DE C'A PL-01



DETALLE DE MURO DE C'A PL-03

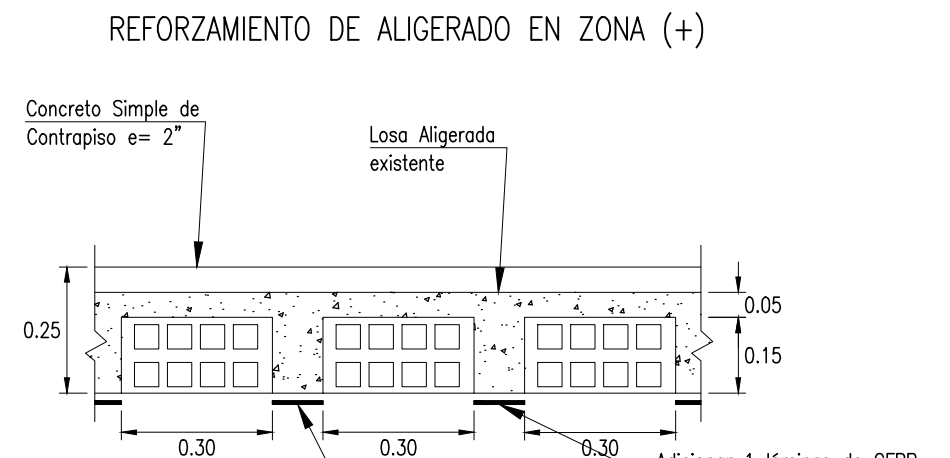
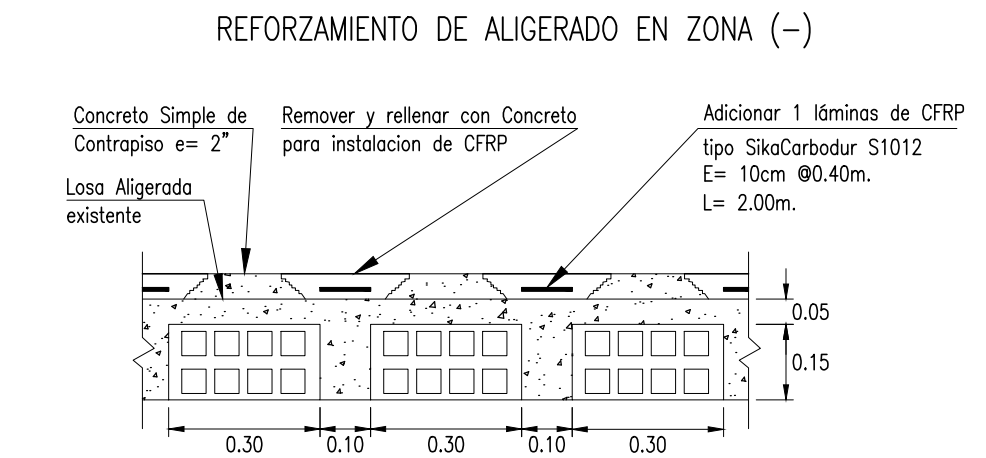


DETALLE DE MURO DE C'A PL-02

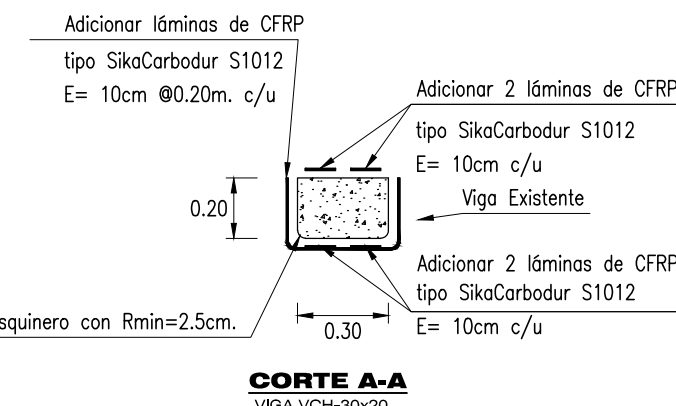


DETALLE DE MURO DE C'A PL-04

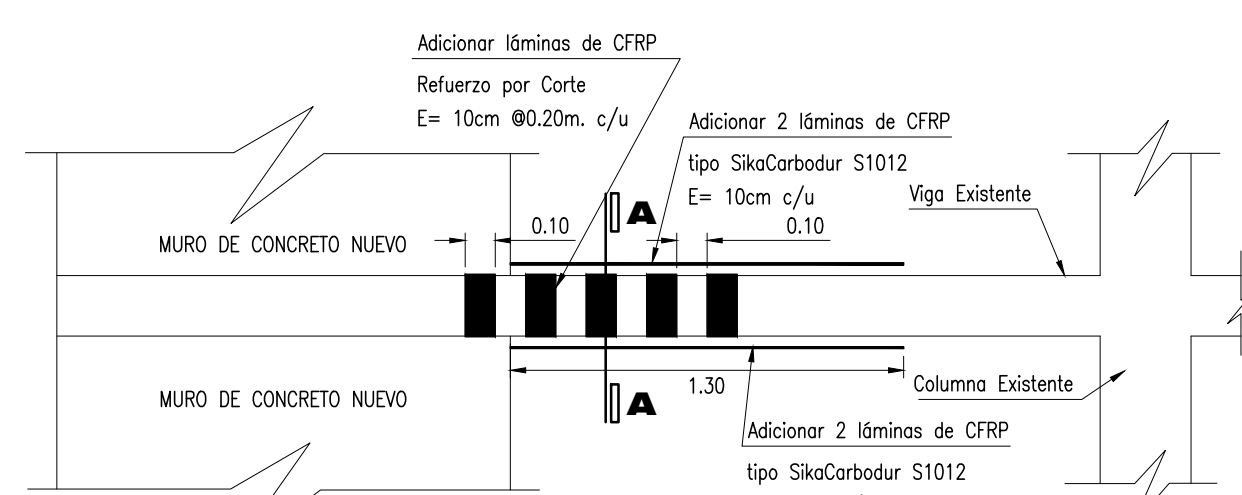
DETALLE DE MUROS DE CONCRETO DE REFORZAMIENTO
ESCALA : 1/25



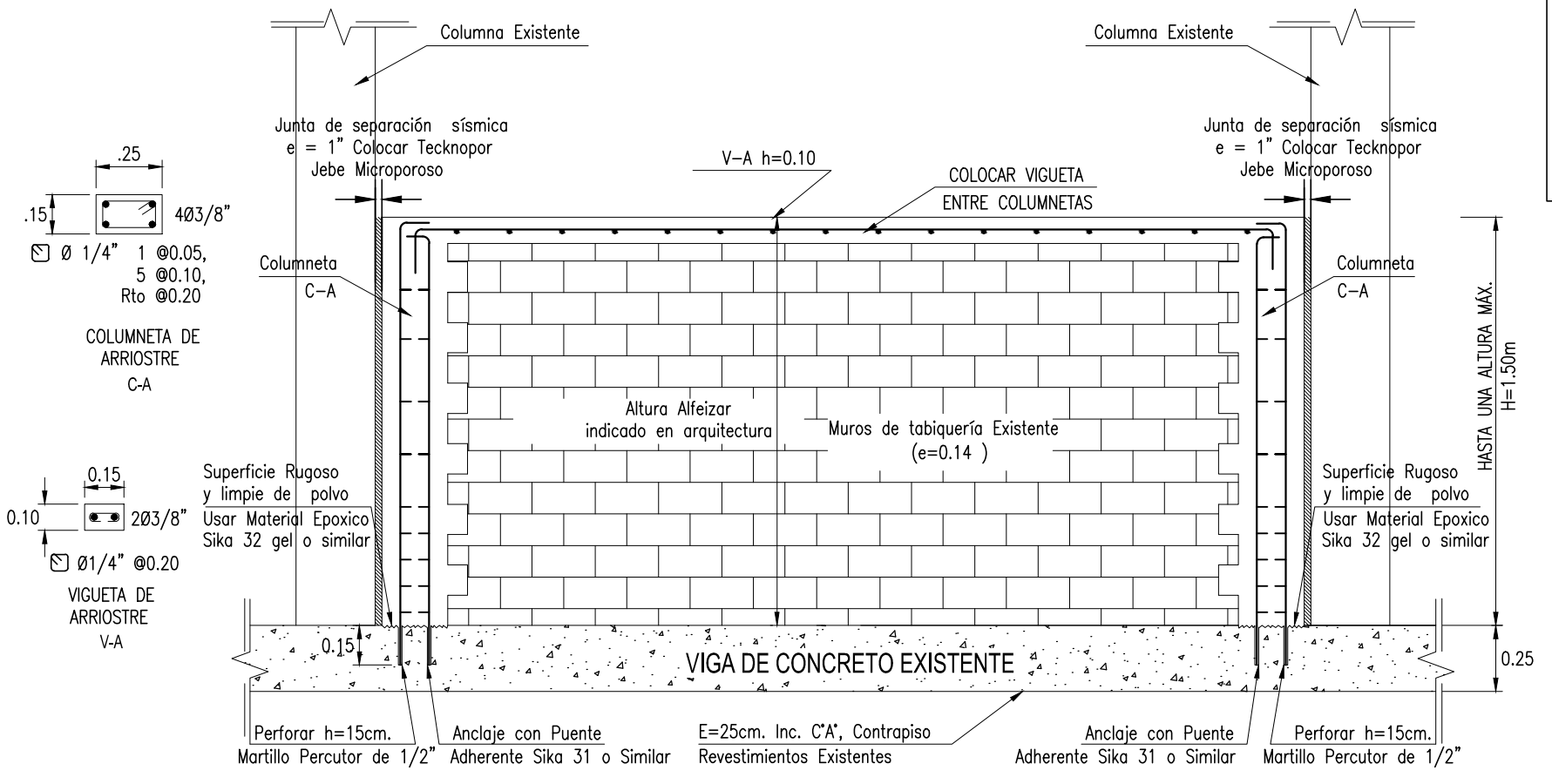
DETALLE DE REFORZAMIENTO CON CFRP DE LOSAS ALIGERADAS
ESCALA : 1/15



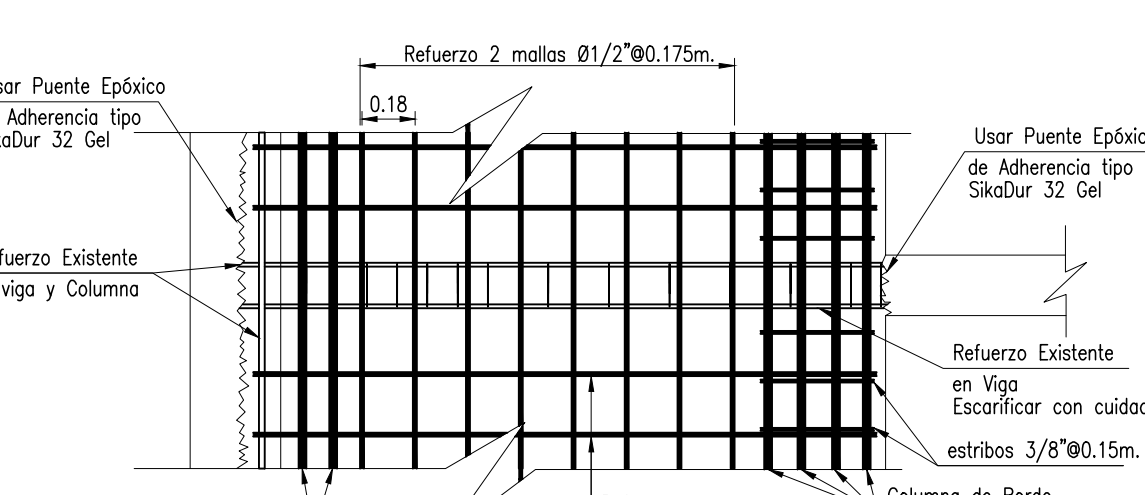
CORTE A-A
VIGA VCH-30x20



DETALLE DE UNION MURO C°A°-VIGA CON REF. CFRP
ESCALA : 1/25

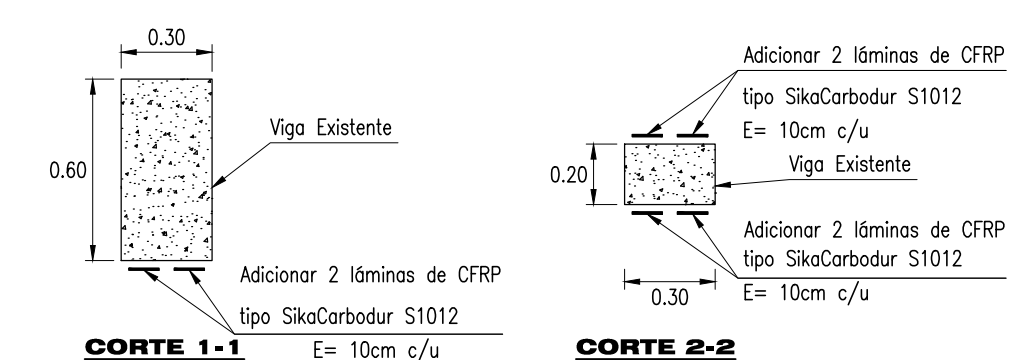
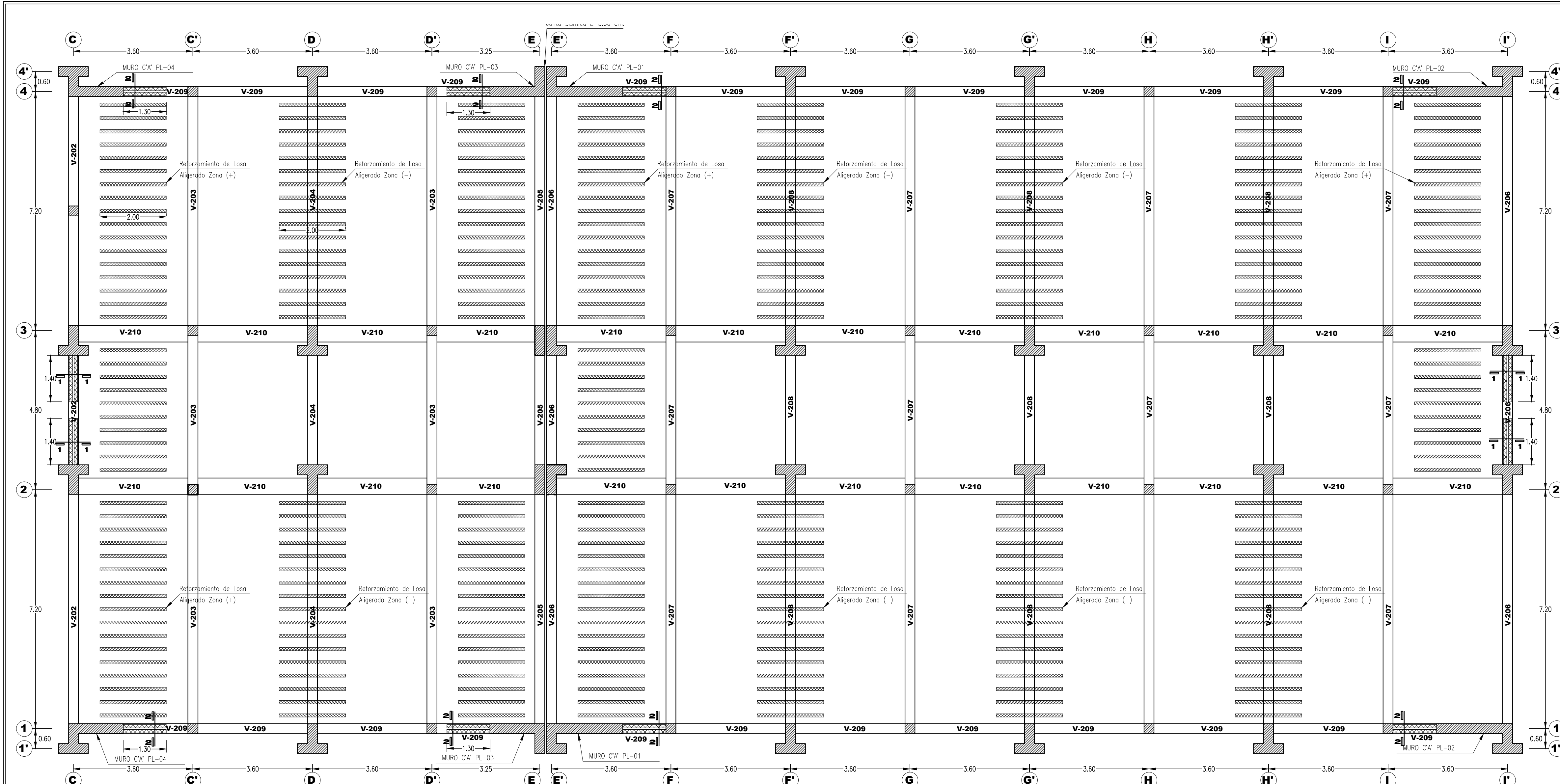


DETALLE DE AISLAMIENTO DE MUROS EN EJE 1, 2, 3 y 4
ESCALA : 1/25



DETALLE DE UNION MURO C°A°-VIGA
ESCALA : 1/25

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES	
ANÁLISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL-ATH	
E.P. ES0B - BLOQUES I y II	
PARAMETROS SISMICOS:	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.50 (Universidad)
Coefficiente Sísmico :	α = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo :	Grav. Mal Graduado (según E.M.S.)
Factor de Terreno :	S = 1.05 (Suelo Intermedio)
Gravedad :	g = 9.8 m/seg.
COEFICIENTE DE REDUCCION:	
R Dx:	6 (MUROS ESTRUCTURALES DE C° A°)
R Dy:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)
PERIODO FUNDAMENTAL:	
Tx:	0.3028s
Ty:	0.1767s
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	
BLOQUE I	
PISO	Desplaz. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.945 cm. 1.085 cm. 0.0027 0.0031
2	1.610 cm. 1.050 cm. 0.0046 0.0030
3	1.226 cm. 0.458 cm. 0.0043 0.0016
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	
BLOQUE II	
PISO	Desplaz. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.980 cm. 1.470 cm. 0.0028 0.0042
2	1.750 cm. 1.680 cm. 0.0050 0.0048
3	1.197 cm. 0.656 cm. 0.0042 0.0023
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	
Los Derives se obtuvieron del ATH con registros:	
Sentido X-X: S7410N8E y S7005N8E	
Sentido Y-Y: S7410N8W y S6610N8W	

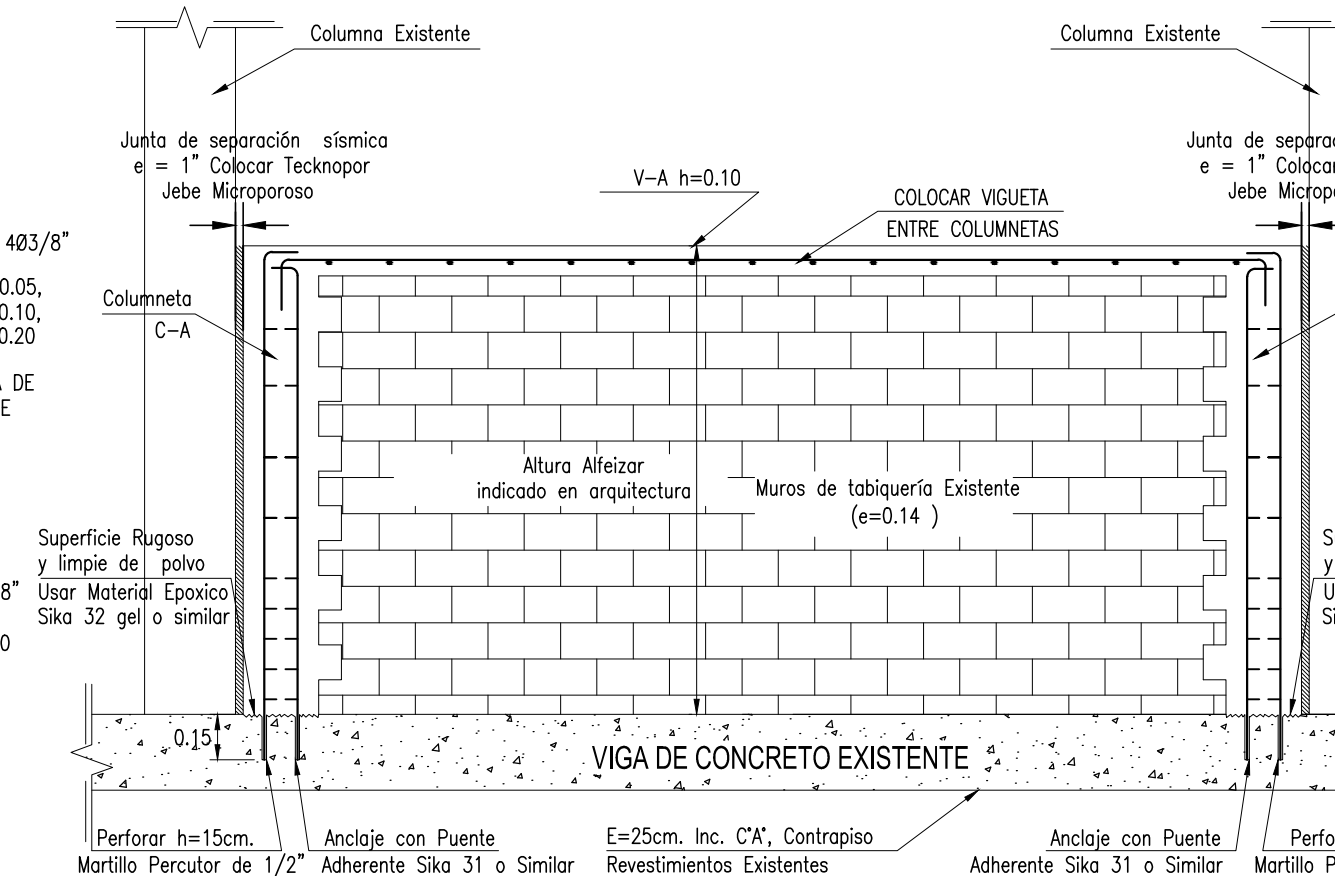


DETALLE DE VIGA REFORZADA CON CFRP
ESCALA : 1/25

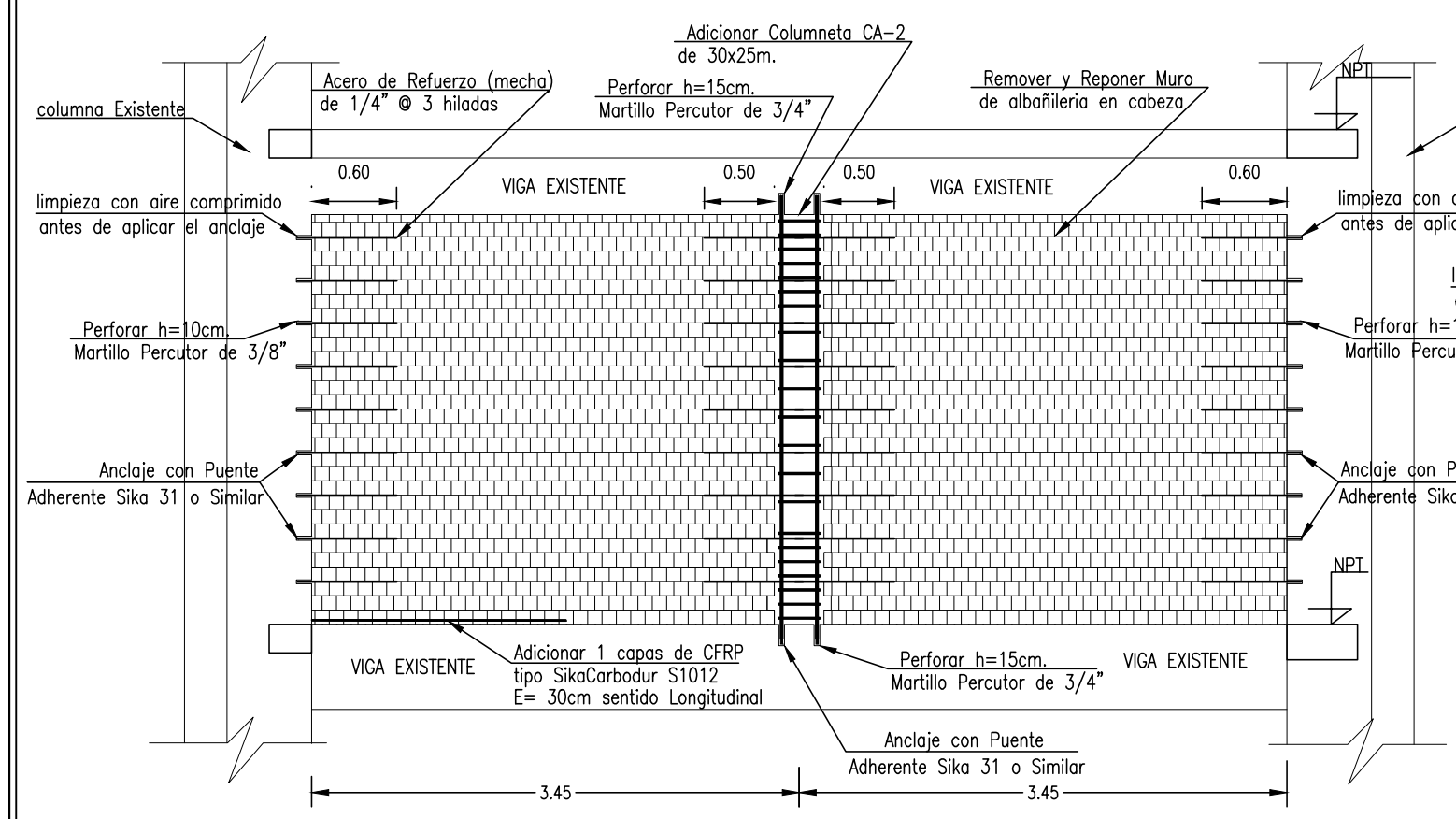
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)	
CIMENTOS - SUBCAPATAS :	
f'c : 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE (MAXIMO Ø 6")	
SOBRECIMENTOS:	
f'c : 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA (MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
COLUMNAS Y VIGAS	f'c : 210 Kg/cm2
MUROS DE CONCRETO	f'c : 210 Kg/cm2
ACERO	fy : 4200 Kg/cm2
SOBRECARGAS	
AULAS Y SSHH	: 250 Kg/m2
OFICINAS	: 200 Kg/m2
AUDITORIOS	: 400 Kg/m2
ESCALERAS Y CORREDORES	: 400 Kg/m2
ALBAÑILERIA NUEVA	
MUROS	: f'm 65 Kg/cm2
MORTERO	: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:	Df: 1.50m
CAPACIDAD PORTANTE BLOQUE 1:	e'1 : 2.80 Kg/cm2 (SEGUN E.M.S.)
RECUBRIMIENTOS	
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
PROPIEDADES TECNICAS DEL SIKACARBODUR S1012	
MODULO ELASTICO	: 165000 N/mm2
RESISTENCIA A TRACCION	: 3100 N/mm2
RESIST. TRACCION MINIMO	: >2800 N/mm2
ALARGAMIENTO A ROTURA	: >1.70%
ESFUERZO DE DISEÑO	: 0.85
PROPIEDADES TECNICAS DEL SIKAWRAP 600C	
MODULO ELASTICO	: 240000 N/mm2
RESISTENCIA A TRACCION	: 4300 N/mm2
RESIST. TRACCION MINIMO	: >2.800 N/mm2
ALARGAMIENTO A ROTURA	: >1.55%
ESFUERZO DE DISEÑO	: 0.85
Los superficies dañados serán Reparados y nivelados para la instalacion del CFRP.	

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES	
ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL-ATH	
E.P. ES0B - BLOQUES I y II	
PARAMETROS SISMICOS:	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.50 (Universidad)
Coefficiente Sísmico :	α C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo :	Grava Mal Graduado (según E.M.S.)
Factor de Terreno :	S = 1.05 (Suelo Intermedio)
g	g = 9.8 m/seg.
Gravedad :	
COEFICIENTE DE REDUCCION:	
R DX:	6 (MUROS ESTRUCTURALES DE C' A')
R DY:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)
PERIODO FUNDAMENTAL:	
Tc	0.3028s
Ty	0.1767s
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	
BLOQUE I	
PISO	Desplz. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.945 cm. 1.085 cm. 0.0027 0.0031
2	1.610 cm. 1.050 cm. 0.0046 0.0030
3	1.226 cm. 0.456 cm. 0.0043 0.0016
Desplazamiento Último nivel X:	
Desplazamiento Último nivel Y:	
BLOQUE II	
PISO	Desplz. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.980 cm. 1.470 cm. 0.0028 0.0042
2	1.750 cm. 1.680 cm. 0.0050 0.0048
3	1.197 cm. 0.656 cm. 0.0042 0.0023
Desplazamiento Último nivel X:	
Desplazamiento Último nivel Y:	
Las Derivas se obtuvieron del ATH con registros:	
Sentido X-X: S7410N08E y S7005N08E	
Sentido Y-Y: S7410N82W y S6610N82W	

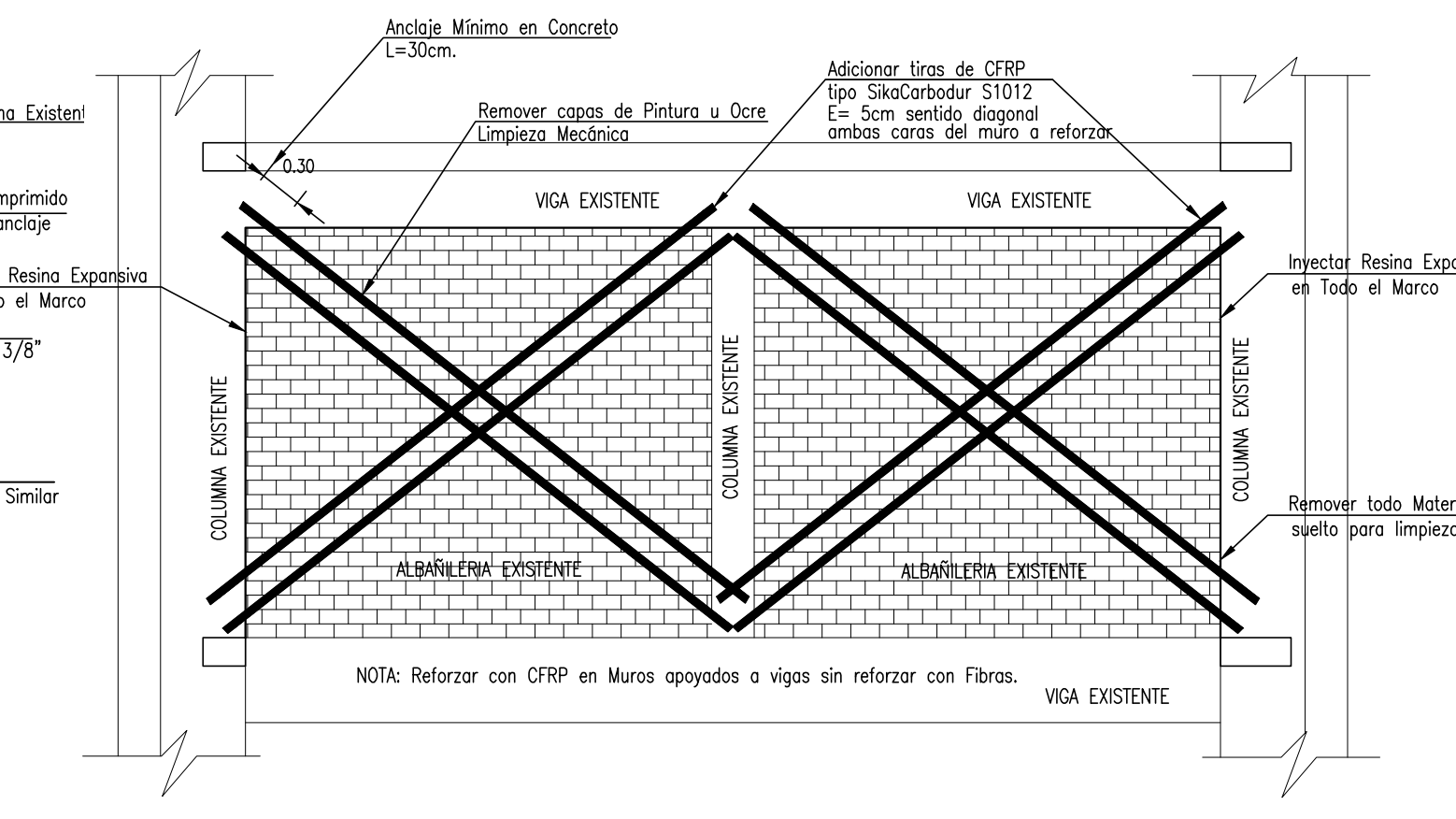
PLANO DE ALIGERADO REFORZADO CON CFRP: 2DO NIVEL
ESCALA : 1/75



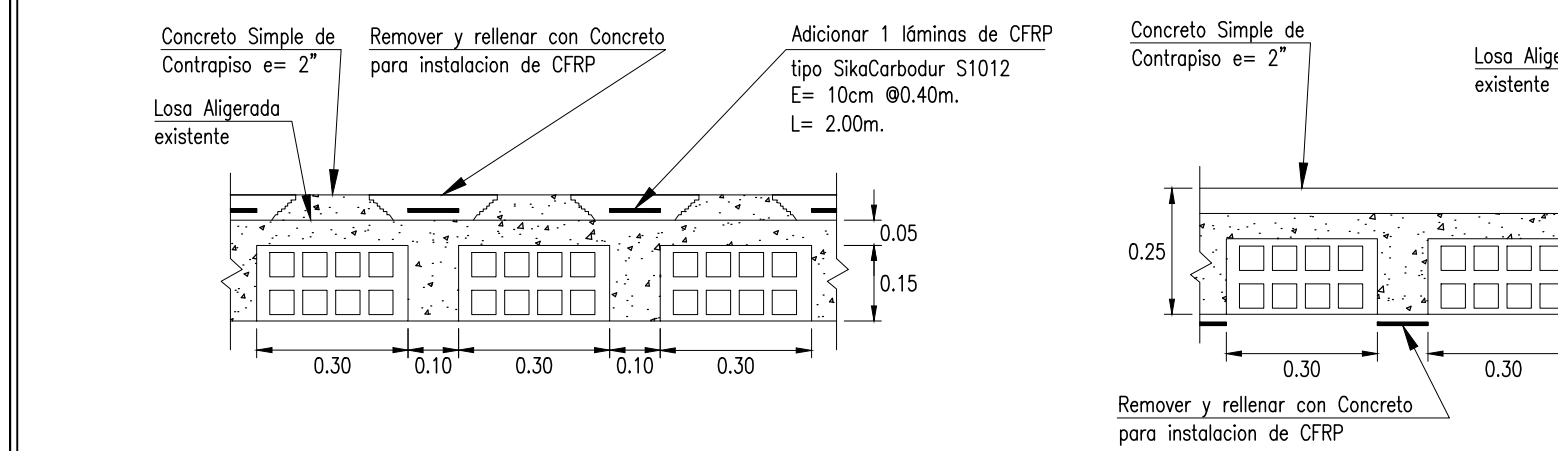
DETALLE DE AISLAMIENTO DE MUROS EN EJE 1, 2, 3 y 4
ESCALA : 1/25



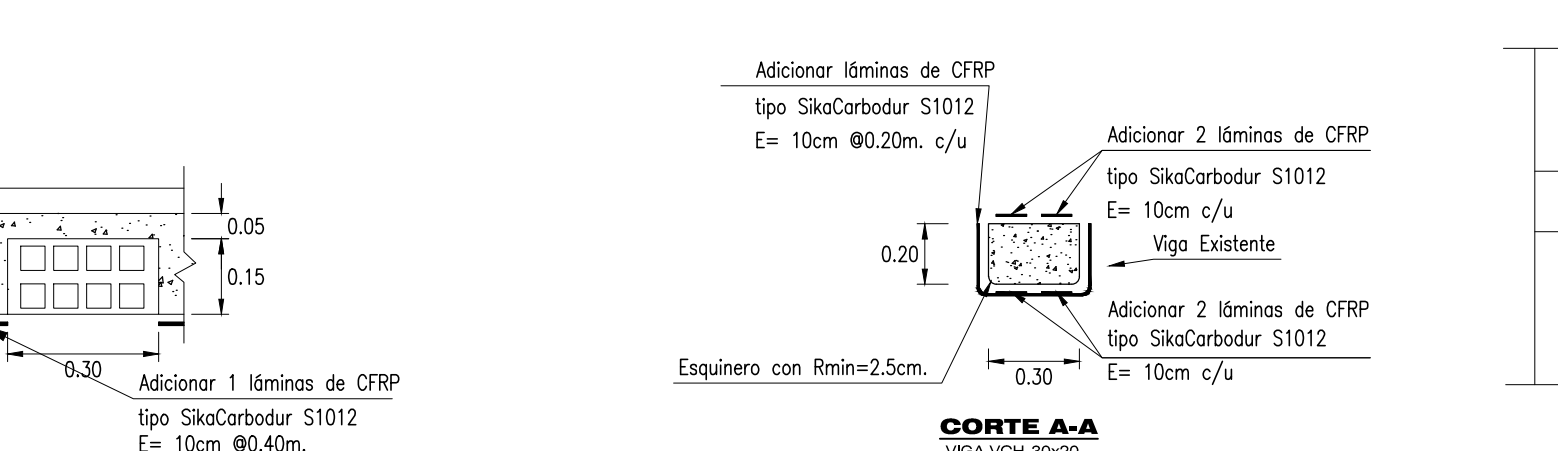
DETALLE DE REPOSICION DE MURO DE ALBAÑILERIA
ESCALA : 1/50



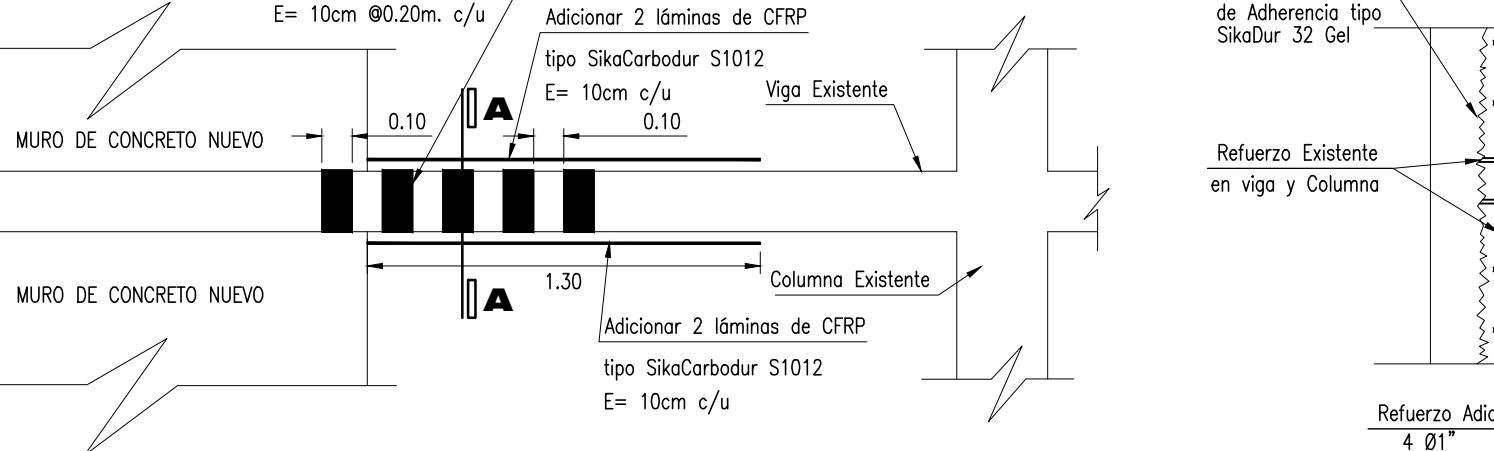
DETALLE DE REHABILITACION DE MURO DE ALBAÑILERIA EXISTENTE
ESCALA : 1/50



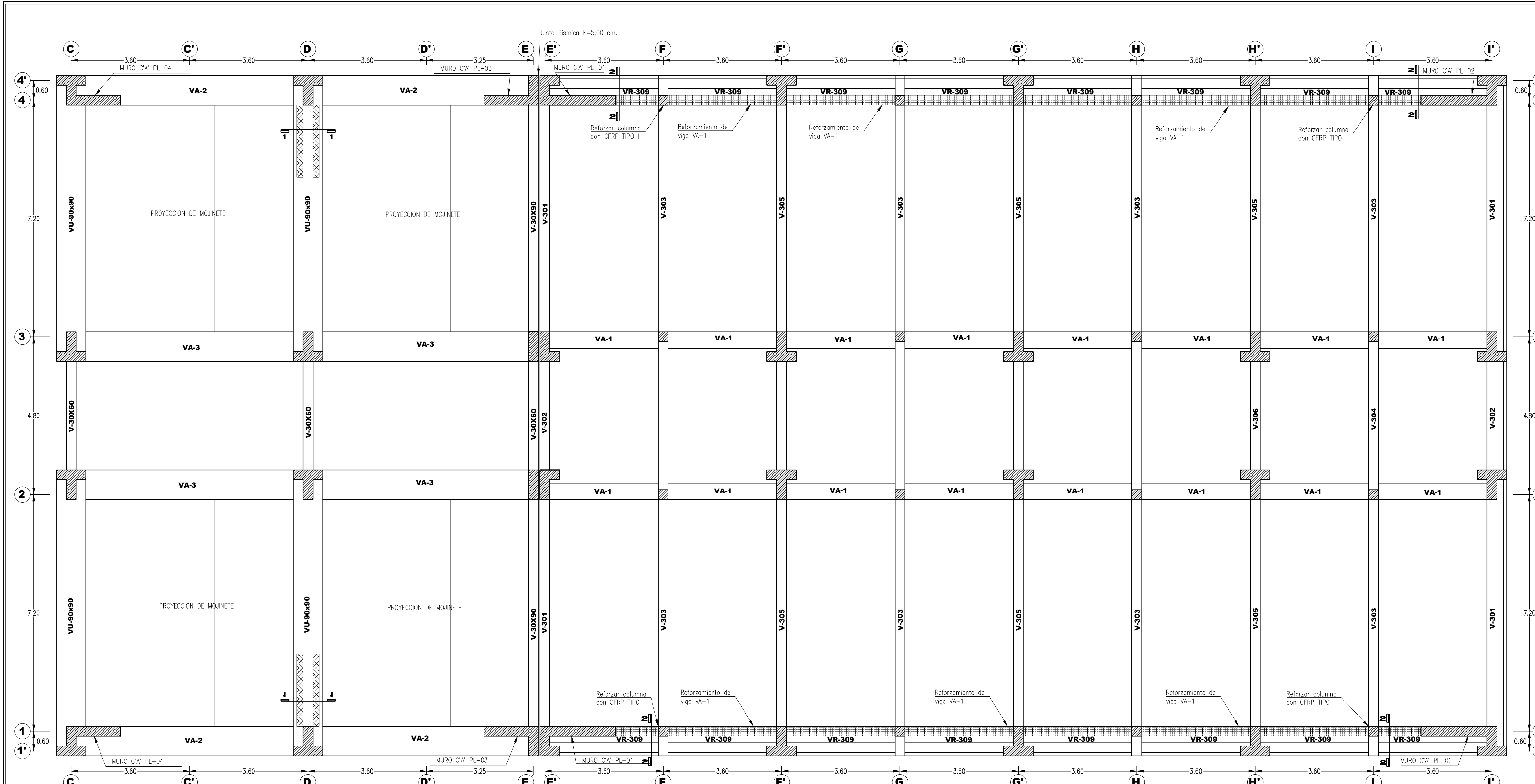
DETALLE DE REFORZAMIENTO CON CFRP DE LOSAS ALIGERADAS
ESCALA : 1/15



DETALLE DE UNION MURO C°A°-VIGA CON REF. CFRP
ESCALA : 1/25

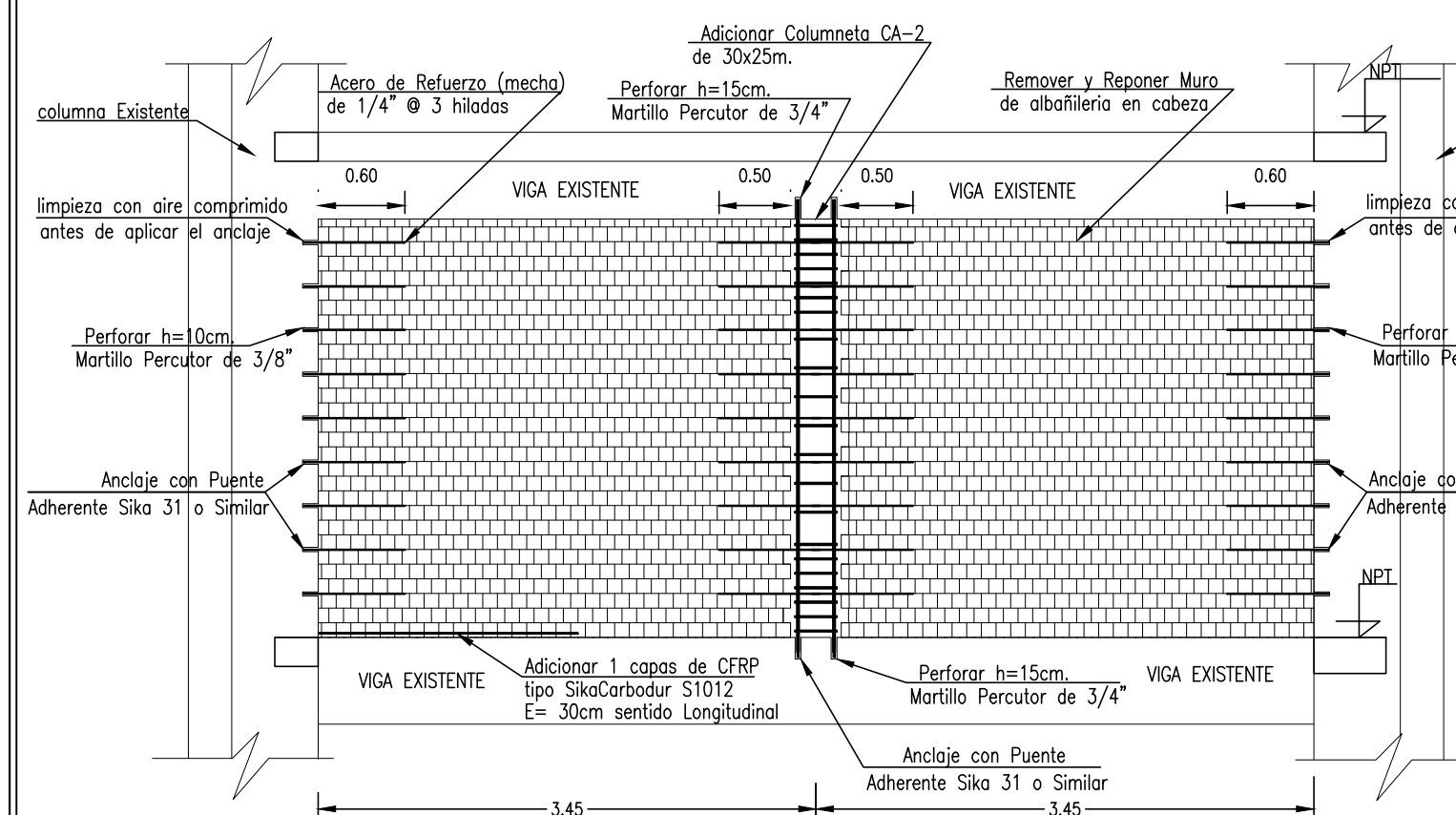


DETALLE DE UNION MURO C°A°-VIGA
ESCALA : 1/25



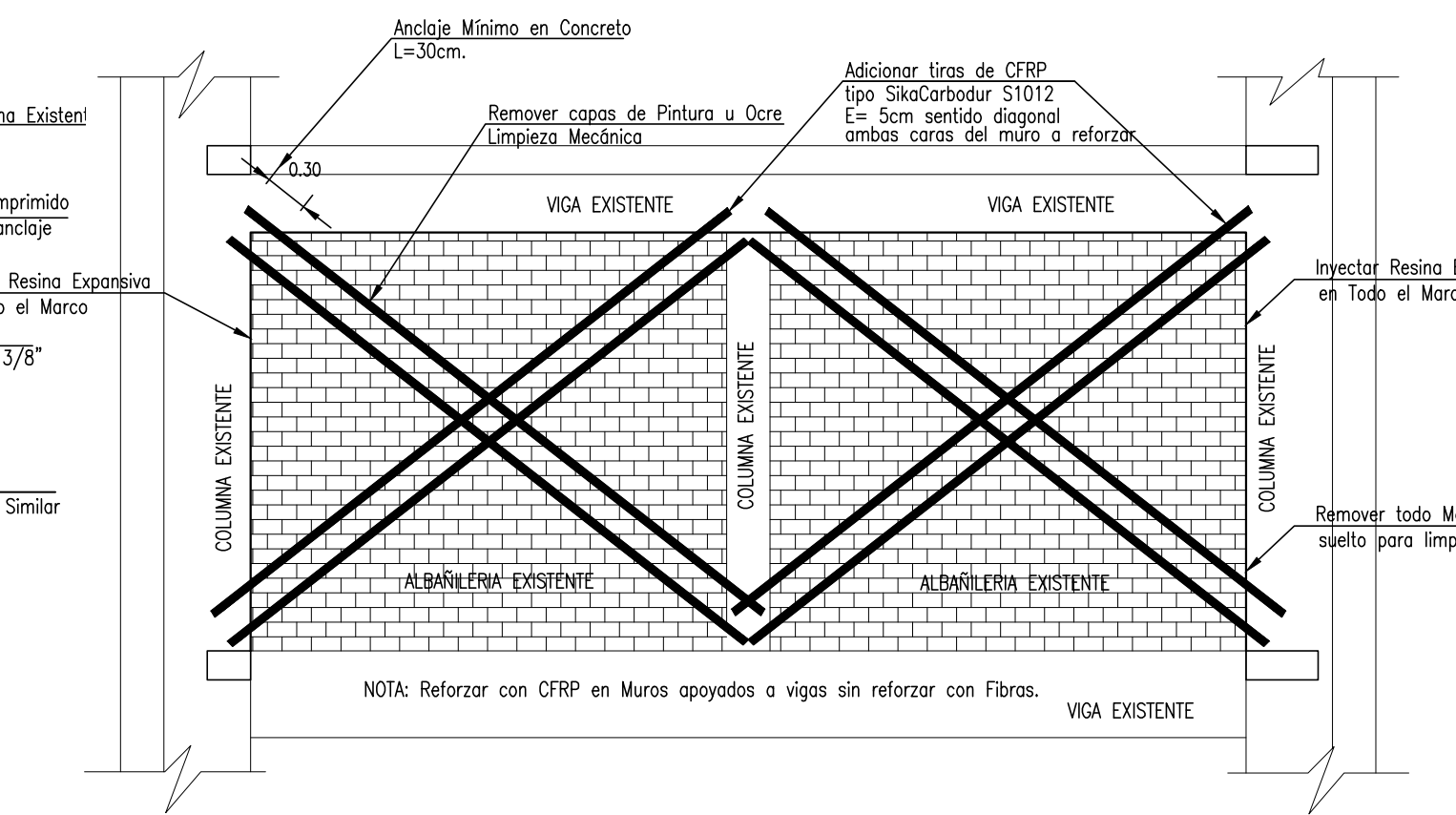
PLANO DE ALIGERADO REFORZADO CON CFRP: 3ER NIVEL

ESCALA : 1/75



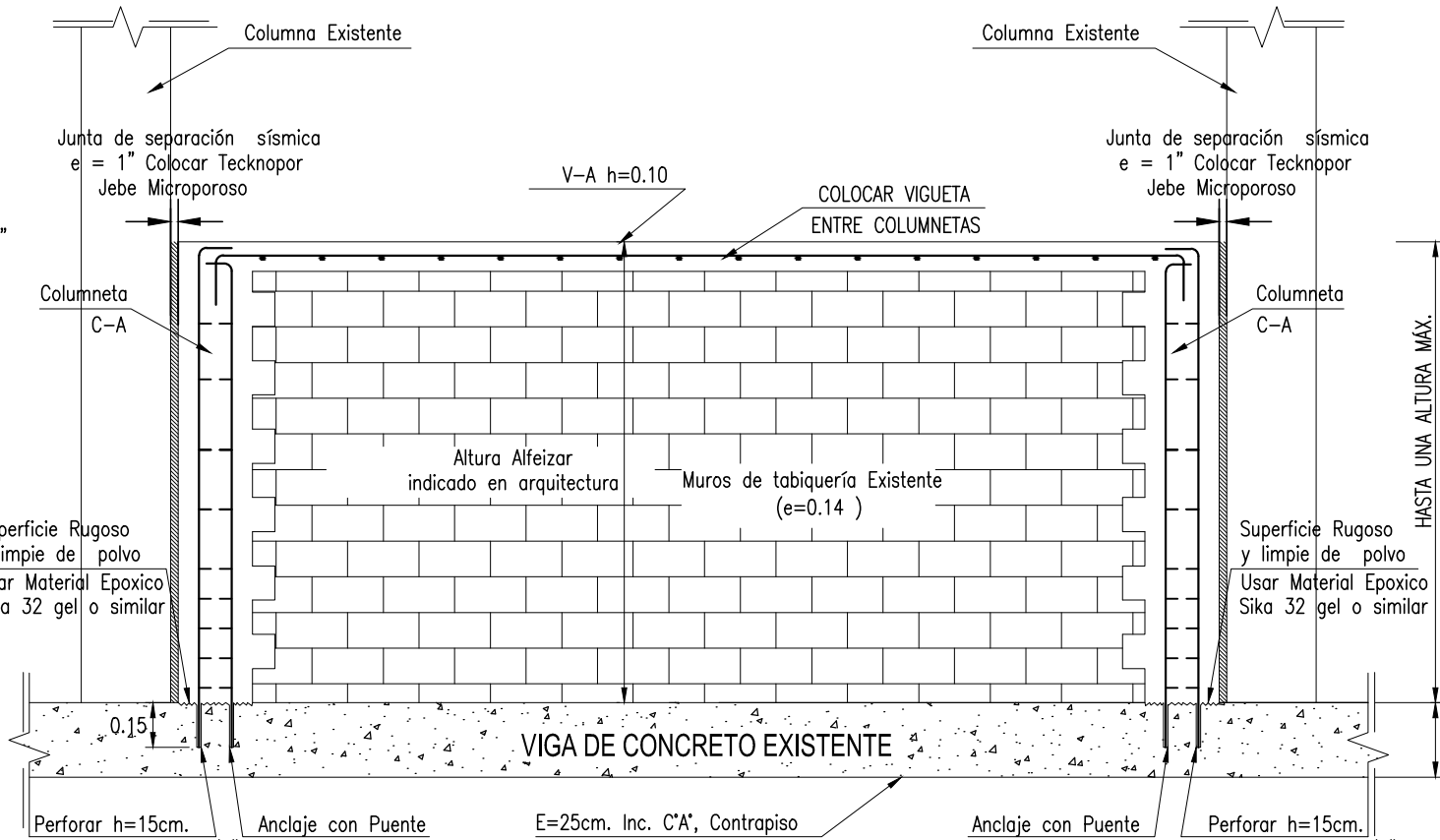
DETALLE DE REPOCISON DE MURO DE ALBAÑILERIA

ESCALA : 1/50



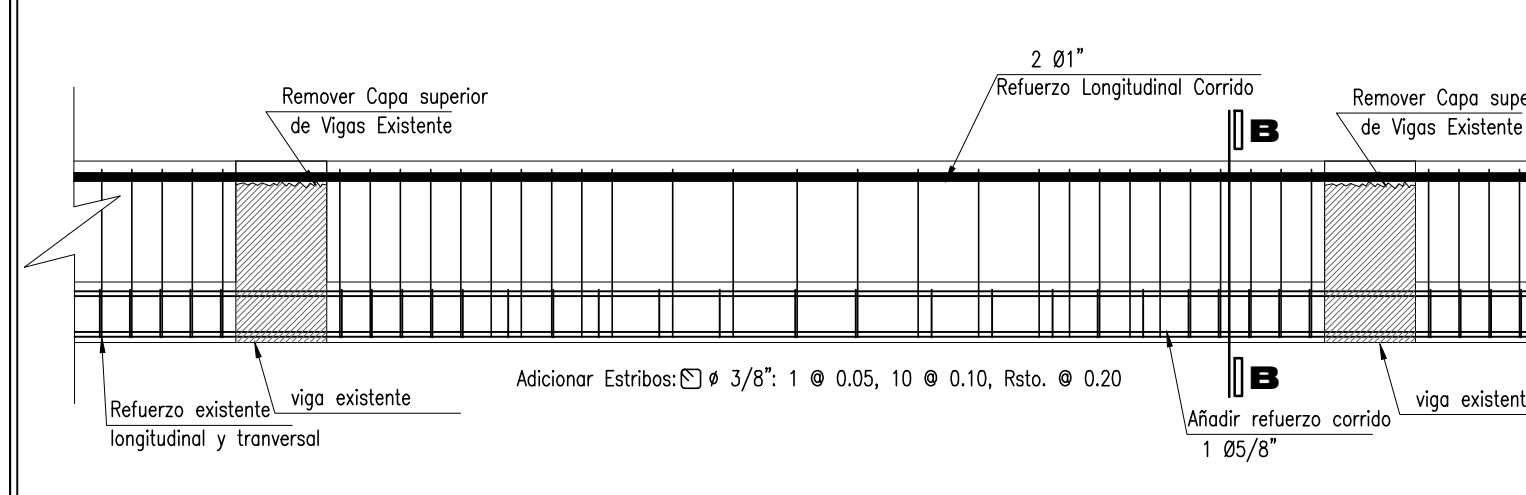
DETALLE DE REHABILITACION DE MURO DE ALBAÑILERIA EXISTENTE

ESCALA : 1/50



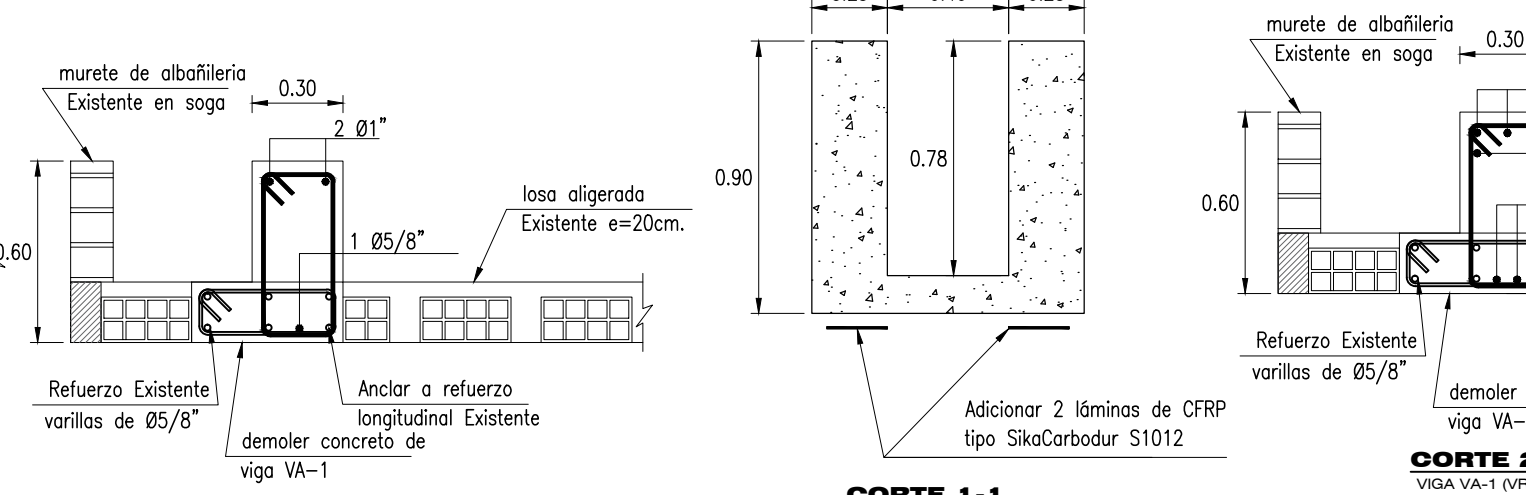
DETALLE DE AISLAMIENTO DE MUROS EN EJE 1, 2, 3 y 4

ESCALA : 1/25



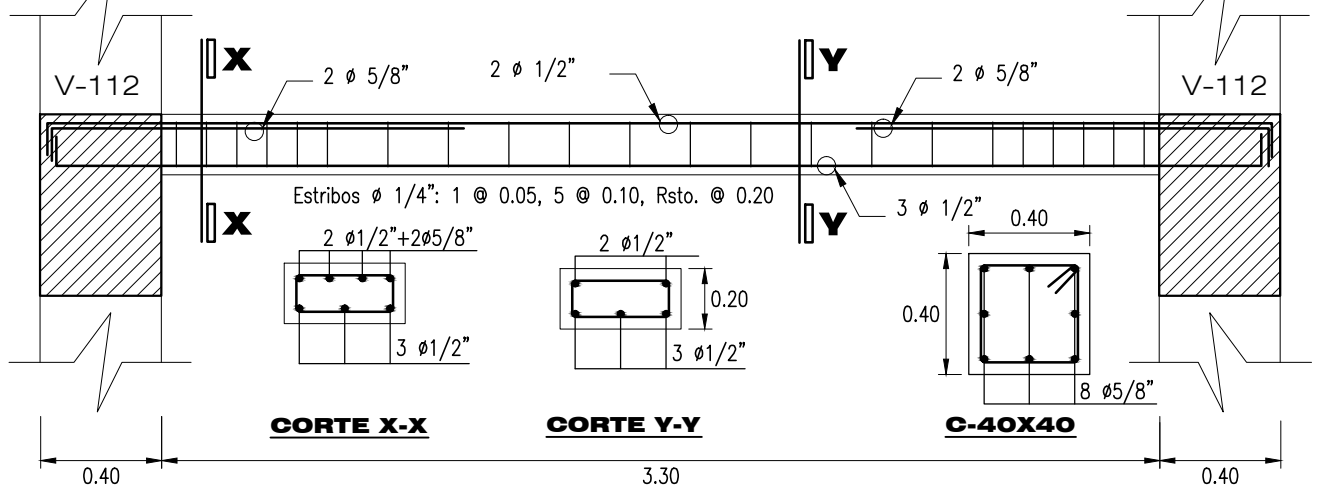
DETALLE DE REFORZAMIENTO DE VIGA VA-1(V-309)

ESCALA : 1/25



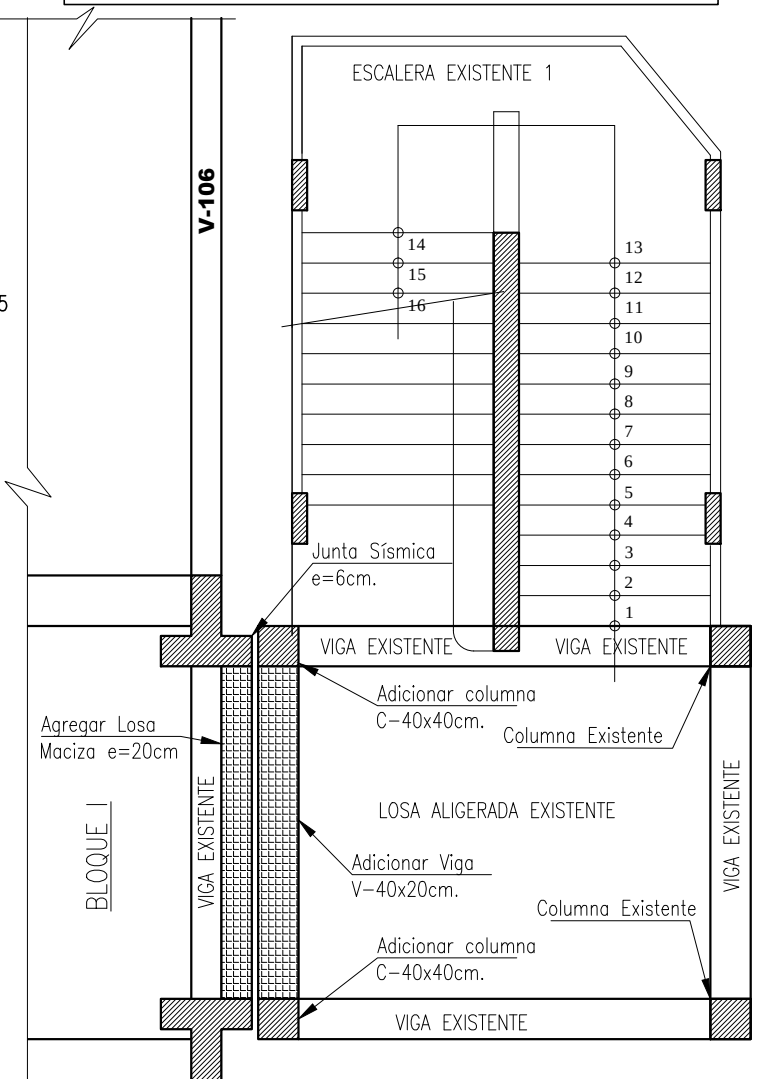
DETALLE DE VIGA REFORZADA CON CFRP

ESCALA : 1/25



DESARROLLO DE VIGA ADICIONAL V-40X20

ESCALA : 1/25

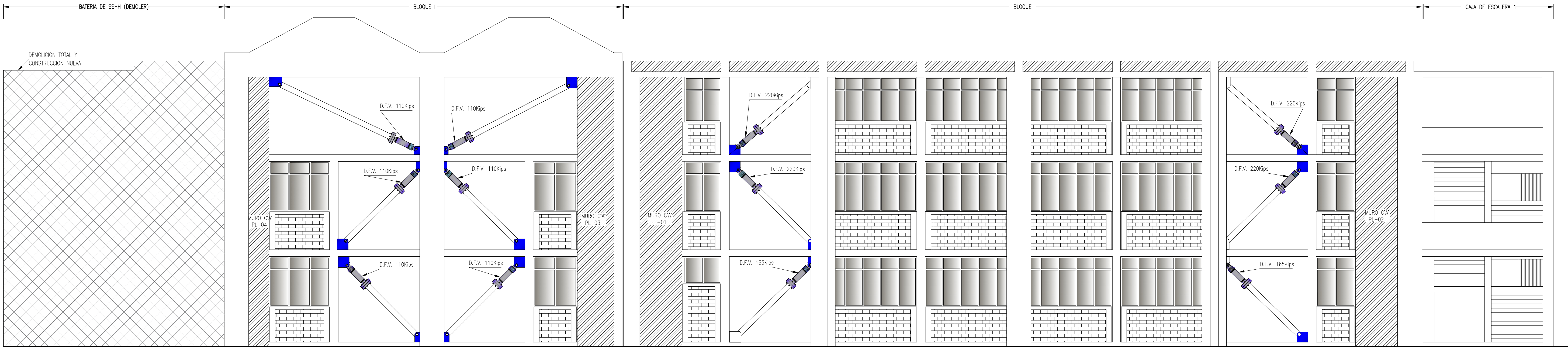


DETALLE DE AISLAMIENTO DE ESCALERA 1

ESCALA : 1/75

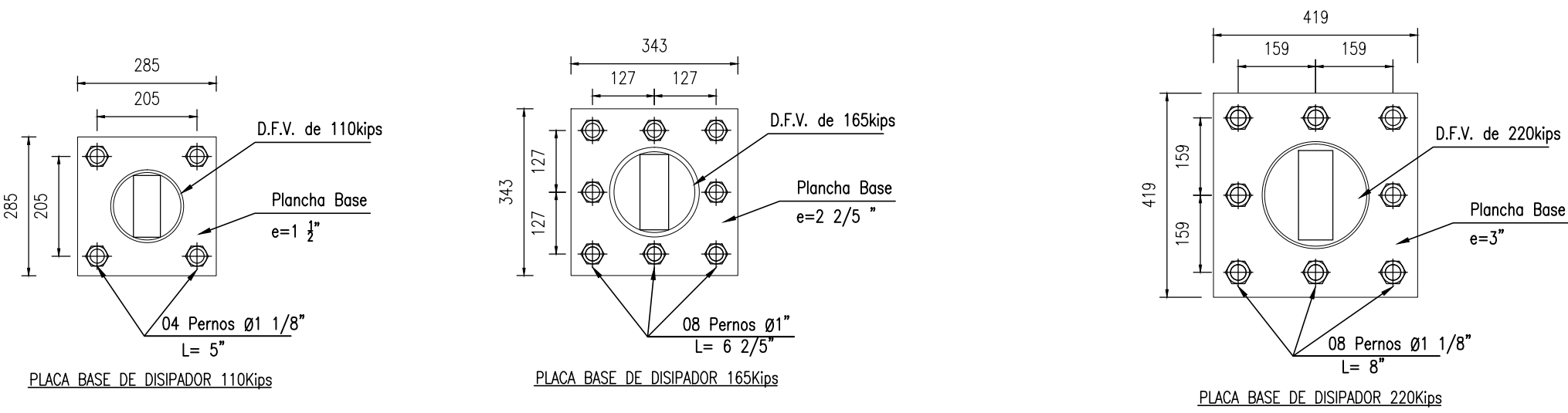
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)	
CIMENTOS - SUBCAPAS :	
f'c : 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE	
(MAXIMO Ø 6")	
SOBRECIMENTOS:	
f'c : 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA	
(MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
COLUMNAS Y VIGAS	f'c : 210 Kg/cm2
MUROS DE CONCRETO	f'c : 210 Kg/cm2
ACERO	fy : 4200 Kg/cm2
SOBRECARGAS	
AULAS Y SSHH	: 250 Kg/m2
OFICINAS	: 200 Kg/m2
AUDITORIOS	: 400 Kg/m2
ESCALERAS Y CORREDORES	: 400 Kg/m2
ALBAÑILERIA NUEVA	
MUROS	: f'm 65 Kg/cm2
MORTERO	: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:	Df: 1.50m
CAPACIDAD PORTANTE BLOQUE 1:	σ't : 2.80 Kg/cm2 (SEGUN E.M.S.)
RECUBRIMIENTOS	
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
PROPIEDADES TECNICAS DEL SIKACARBODUR S1012	
MODULO ELASTICO	: 165000 N/mm2
RESISTENCIA A TRACCION	: 3100 N/mm2
RESIST. TRACCION MINIMO	: >2800 N/mm2
ALARGAMIENTO A ROTURA	: >1.70%
ESFUERZO DE DISEÑO	: 0.85
PROPIEDADES TECNICAS DEL SIKAWRAP 600C	
MODULO ELASTICO	: 240000 N/mm2
RESISTENCIA A TRACCION	: 4300 N/mm2
RESIST. TRACCION MINIMO	: >2.800 N/mm2
ALARGAMIENTO A ROTURA	: >1.55%
ESFUERZO DE DISEÑO	: 0.85
Las superficies dañadas serán Reparadas y niveladas para la instalacion del CFRP.	

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES	
ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL-ATH	
E.P. ESQB - BLOQUES I y II	
PARAMETROS SISMICOS:	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.50 (Universidad)
Coefficiente Sismico :	α = C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo :	Grava Mal Graduada (según E.M.S.)
Factor de Terreno :	S = 1.05 (Suelo Intermedio)
Gravedad :	g = 9.8 m/seg.
COEFICIENTE DE REDUCCION:	
R Dx:	6 (MUROS ESTRUCTURALES DE C' A')
R Dy:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)
PERIODO FUNDAMENTAL:	
Tx:	0.3028s
Ty:	0.1767s
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	
BLOQUE I	
PISO	Desplz. Relativos X-X, Y-Y, X-X, Y-Y
1	0.845 cm, 1.085 cm, 0.0027, 0.0031
2	1.810 cm, 1.030 cm, 0.0046, 0.0030
3	1.226 cm, 0.456 cm, 0.0043, 0.0016
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	
BLOQUE II	
PISO	Desplz. Relativos X-X, Y-Y, X-X, Y-Y
1	0.980 cm, 1.470 cm, 0.0028, 0.0042
2	1.750 cm, 1.680 cm, 0.0050, 0.0048
3	1.197 cm, 0.656 cm, 0.0042, 0.0023
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	
Las Derivas se obtuvieron del ATH con registros:	
Sentido X-X: S741ON8E y S7005N8E	
Sentido Y-Y: S741N82W y S661N82W	



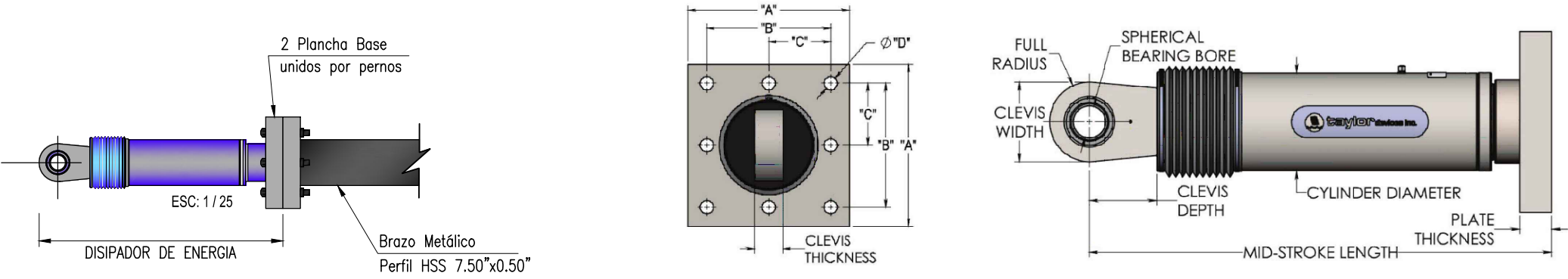
PLANO DE ELEVACION LATERAL - DISTRIBUCION DE DISPOSITIVOS DE DISIPACION:

ESCALA : 1/75



DETALLE DE PLANCHAS BASES

ESCALA : 1/12.5



FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)	"A" (IN)	"B" (IN)	"C" (IN)	"D" (IN)	PLATE THICKNESS (IN)
55	17120	1.50	31.00	±3	1.67	4	3.25	1.31	4%	100	7.00±.12	5.00±.01	↑	0.81±.01	1.50±.03
110	17130	2.00	39.25	±4	2.16	5	4.00	1.75	5%	215	11.12±.12	8.00±.01	↑	1.25±.01	1.50±.03
165	17140	2.25	40.00	±4	2.31	6	5.10	1.97	7%	370	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220	17150	2.75	41.25	±4	2.78	7%	5.88	2.40	8%	560	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330	17160	3.00	43.50	±4	3.03	8	6.38	2.62	9%	675	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.01	3.00±.06
440	17170	3.50	53.00	±5	3.56	9	7.50	3.06	11%	1100	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.50±.01	4.00±.06
675	17180	4.00	56.75	±5	4.80	11%	8.00	3.50	13%	1750	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900	17190	5.00	64.75	±5	5.56	12%	10.75	4.38	16%	2400	**	**	**	**	**
1450	17200	6.00	69.00	±5	6.06	13%	12.00	4.75	20%	4250	**	**	**	**	**
1800	17210	7.00	73.50	±5	7.00	16%	12.50	5.25	22%	5775	**	**	**	**	**

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

MATERIALES USADOS:

- FIERRO CORRUGADO

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- FIERRO LISO

$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

- PERFILES DE ACERO, CALIDAD A-36 ASTM A36

$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

- ELECTRODOS E -7018

- PERNOS, CALIDAD ASTM A-325

RECOMENDACIONES DE FABRICACION:

LOS AGUJEROS PARA PERNOS SE REALIZARAN CON TALADROS Y NO SE PERMITIRA REALIZARLOS CON SOQUETE NI PUNZONES.

LAS CARTELAS Y PLANCHAS EN GENERAL SE CORTARAN CON GUILLOTINA O ARCO DE SIERRA, NO SE PERMITIRA EL CORTE CON SOQUETE.

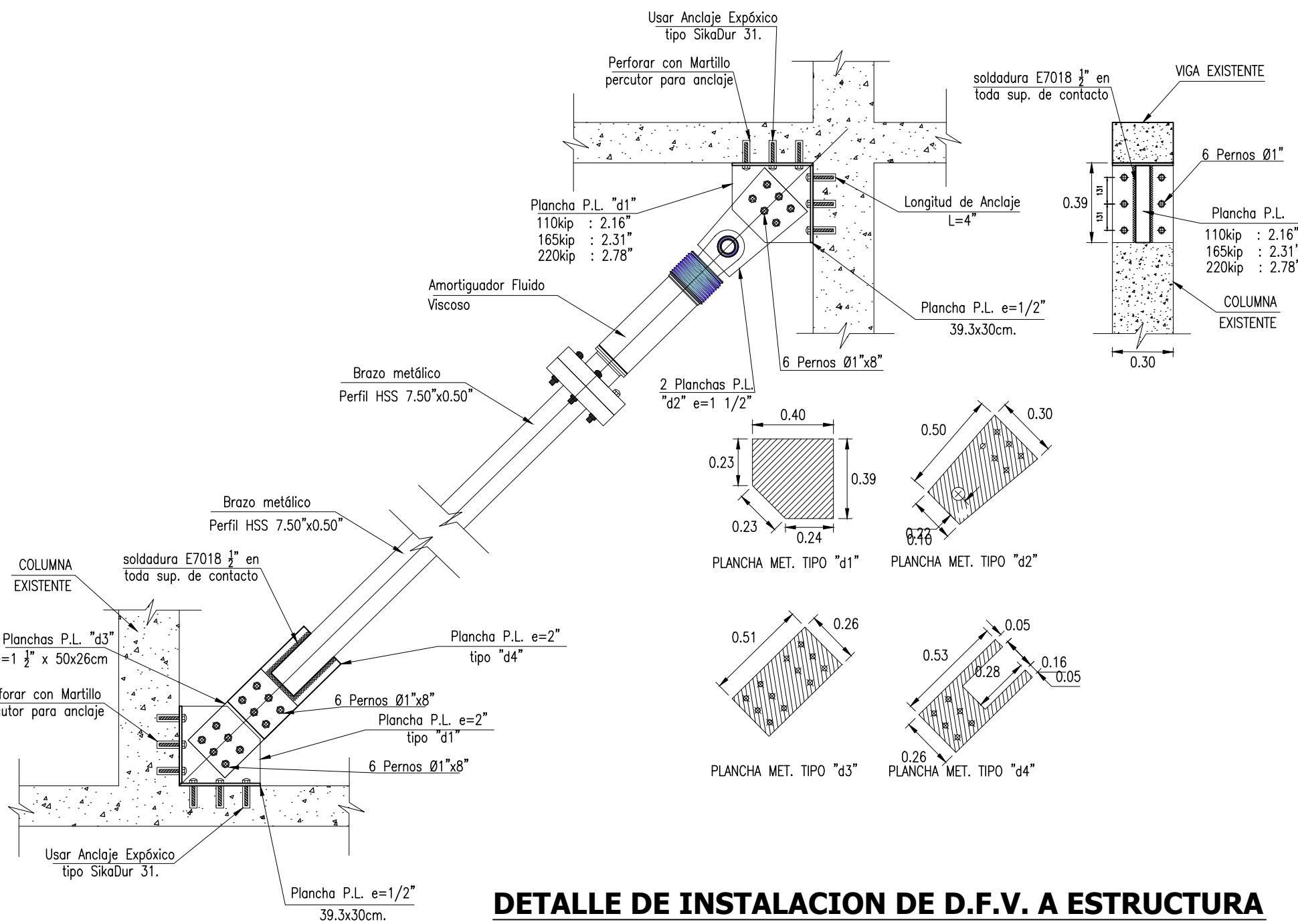
LAS PARTES Y SUBCONJUNTOS FABRICADOS EN TALLER SE CUBIRAN (PREVIA LIMPIEZA Y ELIMINACION DEL OXIDO SUPERFICIAL) CON DOS MANOS DE ZINCROMATO EPOXICO Y UNA MANO DE ANTICORROSIVO (EN COLORES DIFERENTES) Y DOS MANOS DE ESMALTE GRIS (EPOXICO).

LA ULTIMA MANO SE APLICARA UNA VEZ CONCLUIDO EL MONTEJE DE LA ESTRUCTURA.

ESTE PROCESO DE PINTADO SE APLICARA INCLUSO EN LAS SUPERFICIES QUE ESTARAN EN CONTACTO CON PLACAS DE UNION.

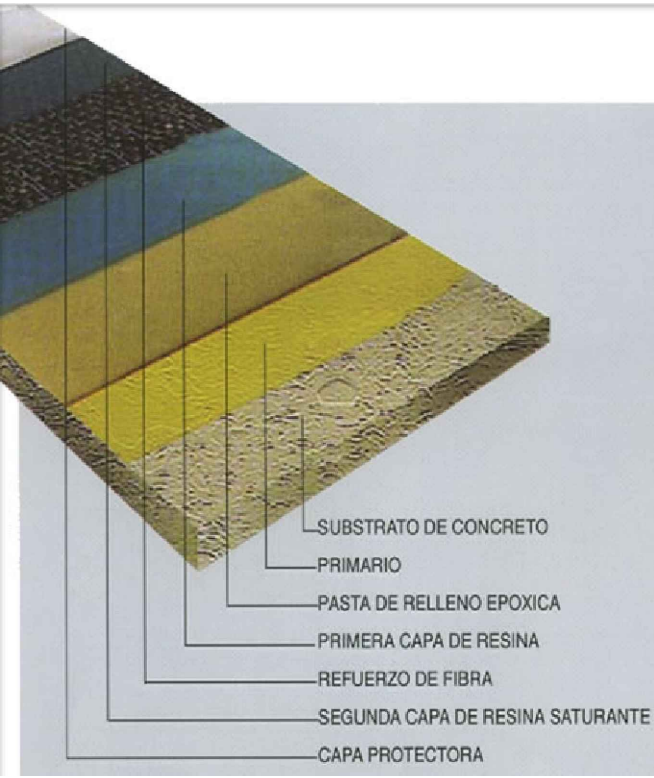
DETALLE TIPICO DE DISPOSITIVO F.V.

ESCALA : 1/25



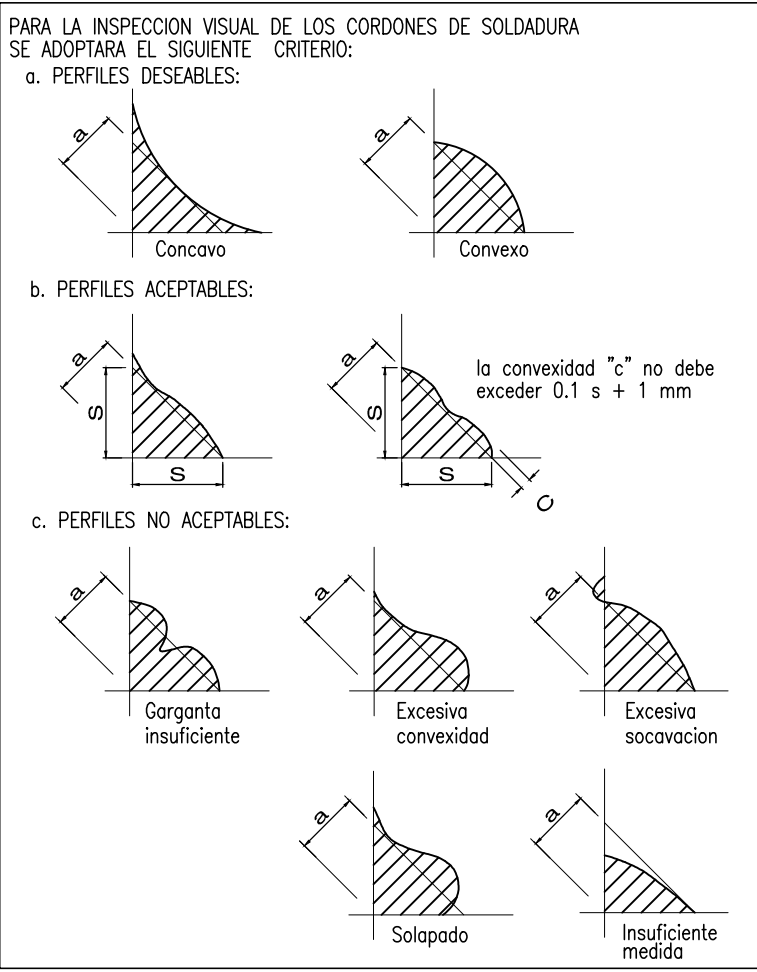
DETALLE DE INSTALACION DE D.F.V. A ESTRUCTURA

ESCALA : 1/25



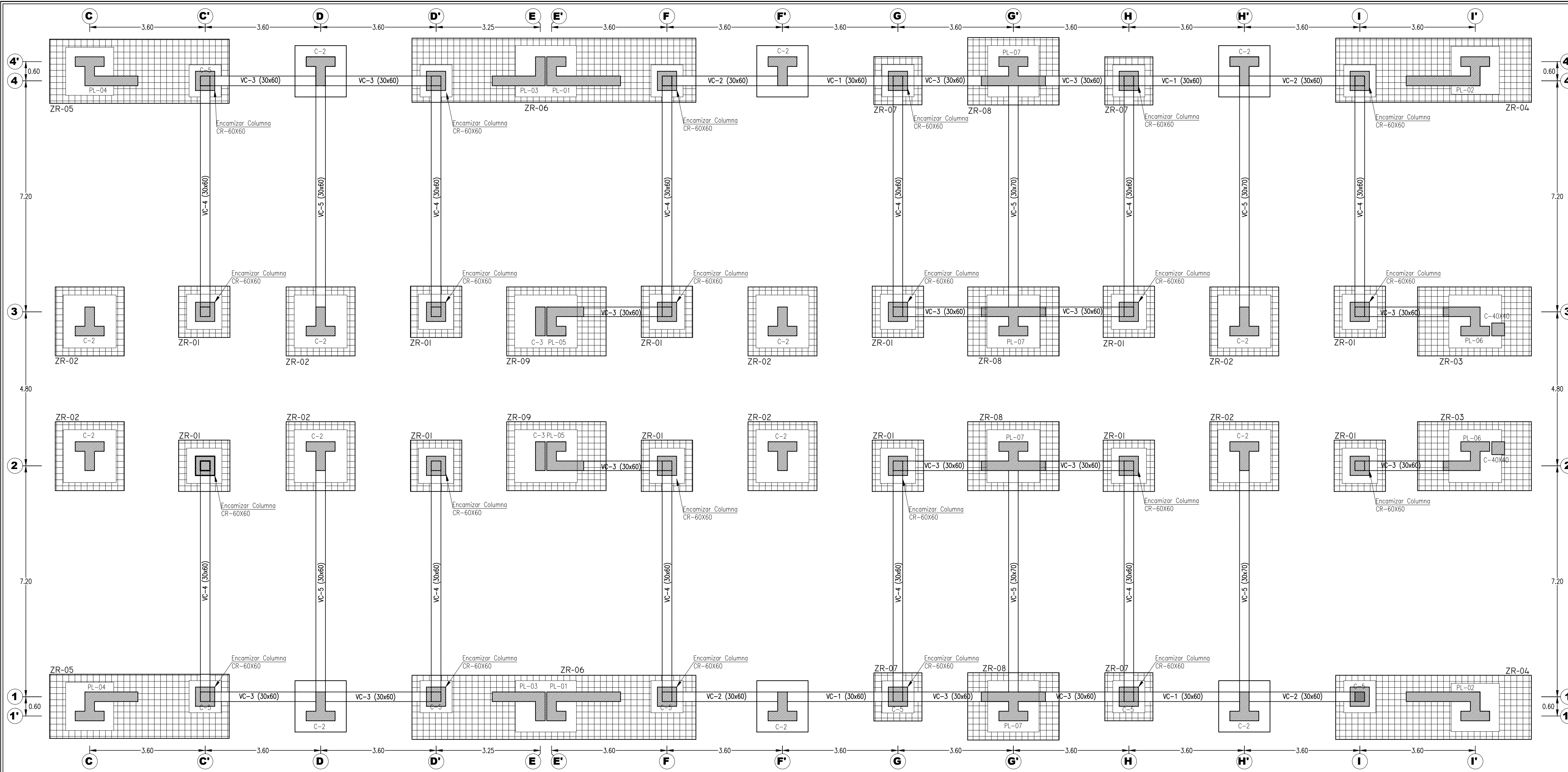
DETALLE DE INSTALACION DE SISTEMA CFRP

ESCALA : 1/25



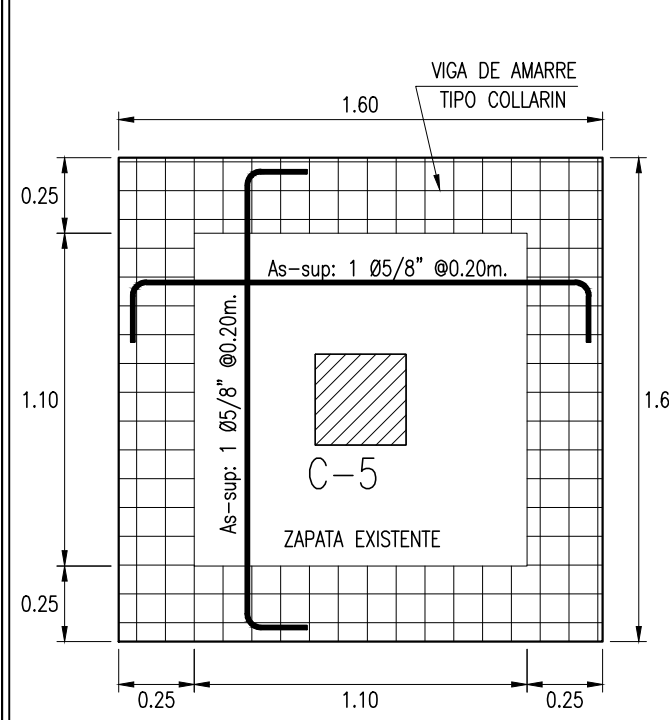
ANEXO K

*PLANOS ESTRUCTURALES: SEGUNDA
ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO.*

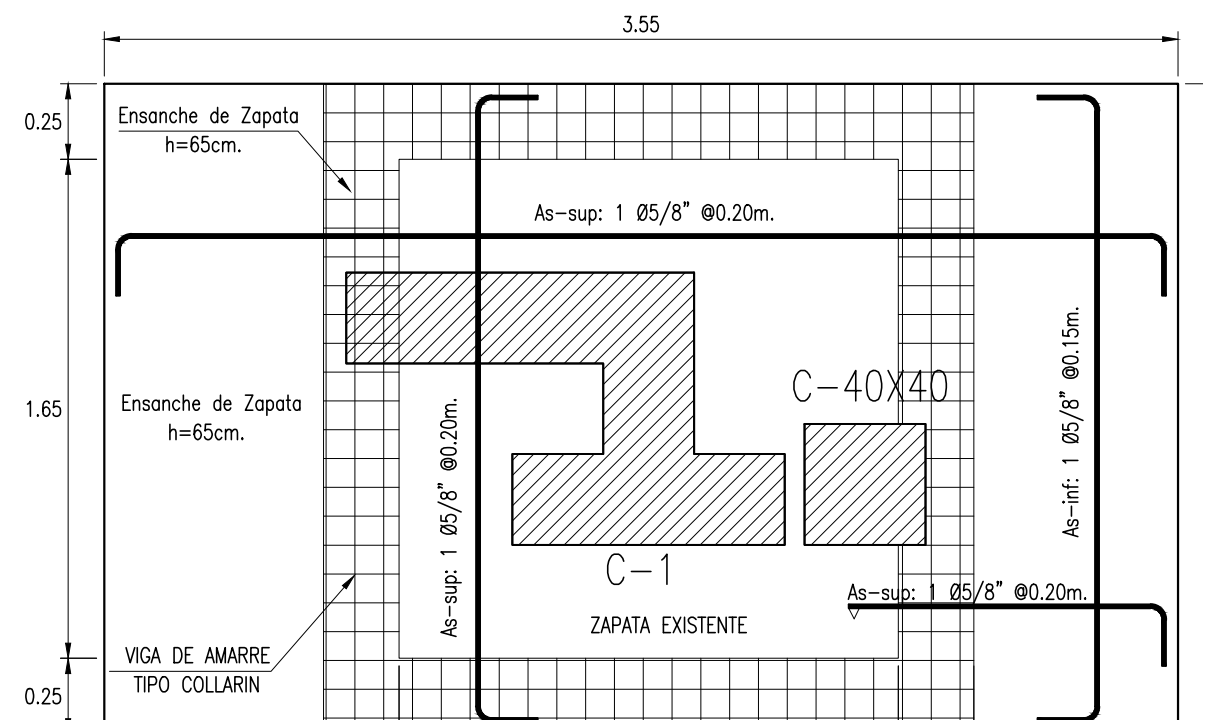


PLANO DE CIMENTACIONES 2DA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO

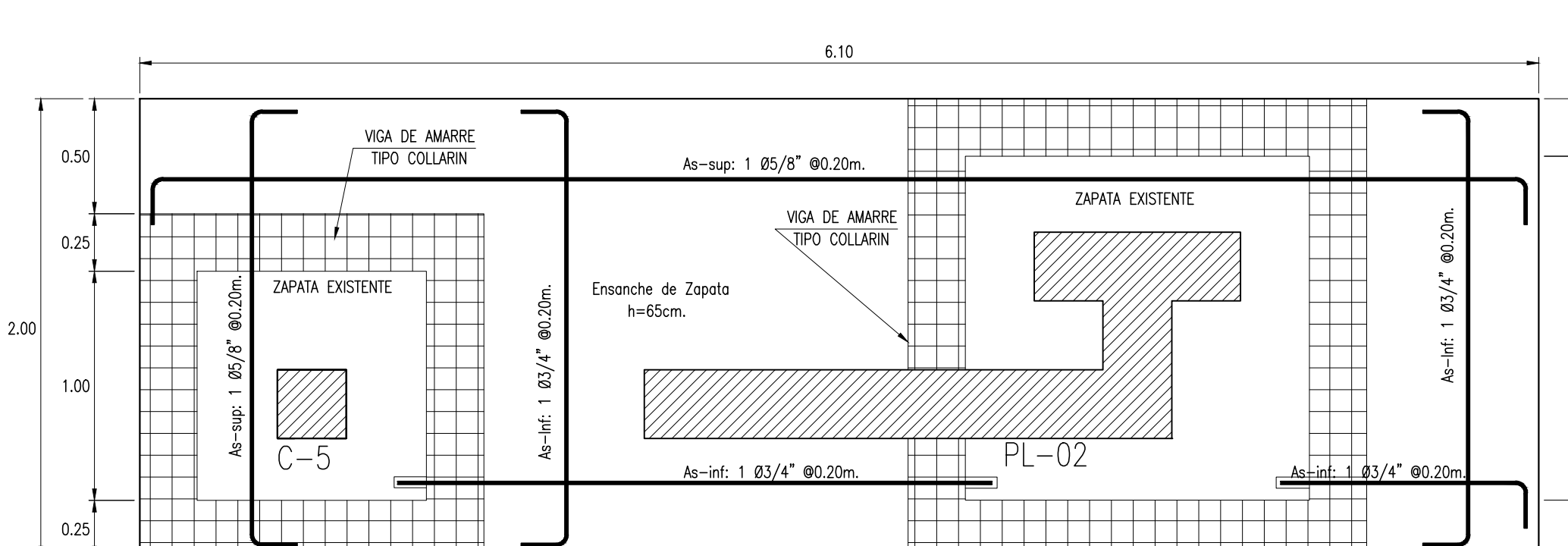
ESCALA : 1/75



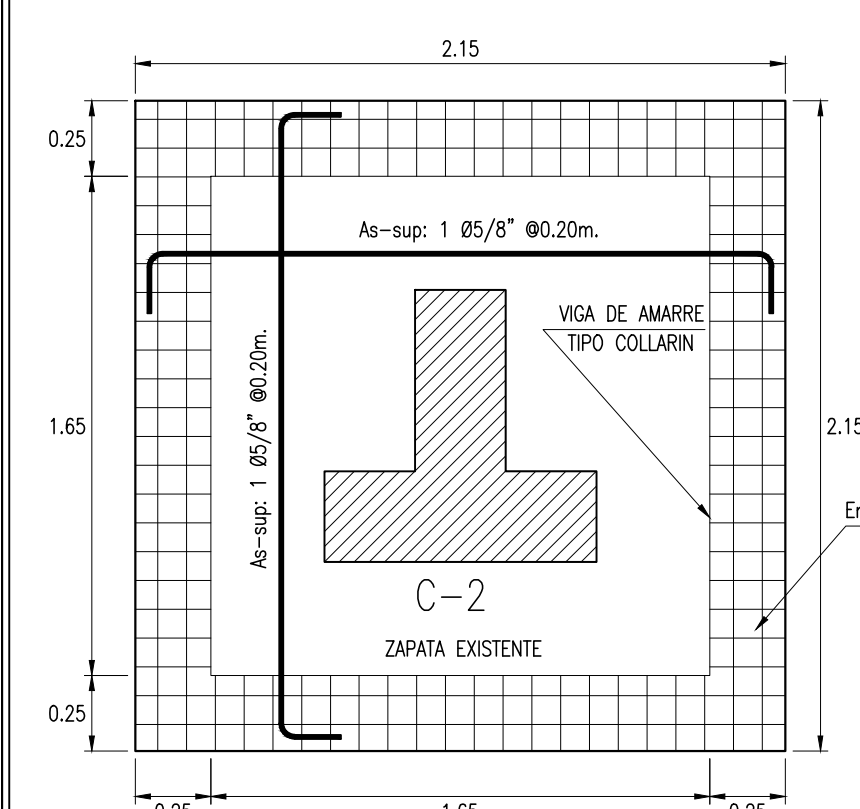
DETALLE DE ZAPATA ZR-01



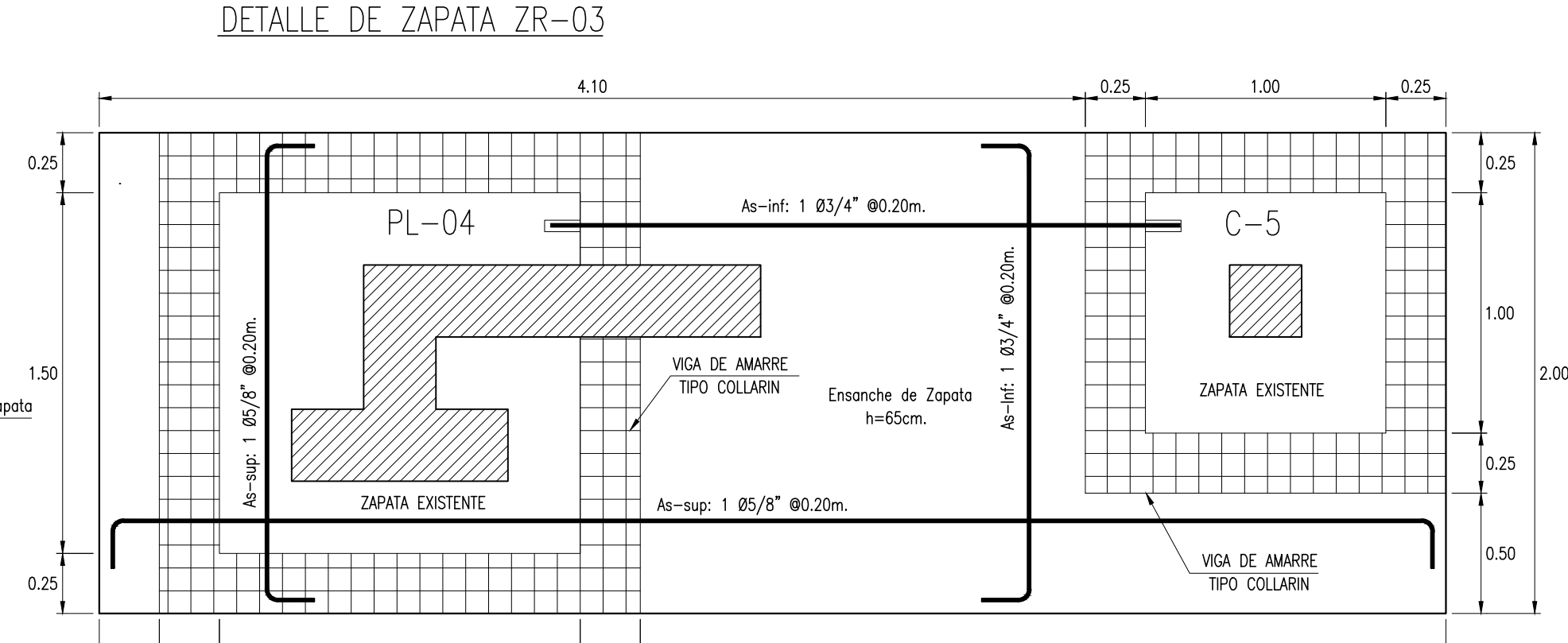
DETALLE DE ZAPATA ZR-03



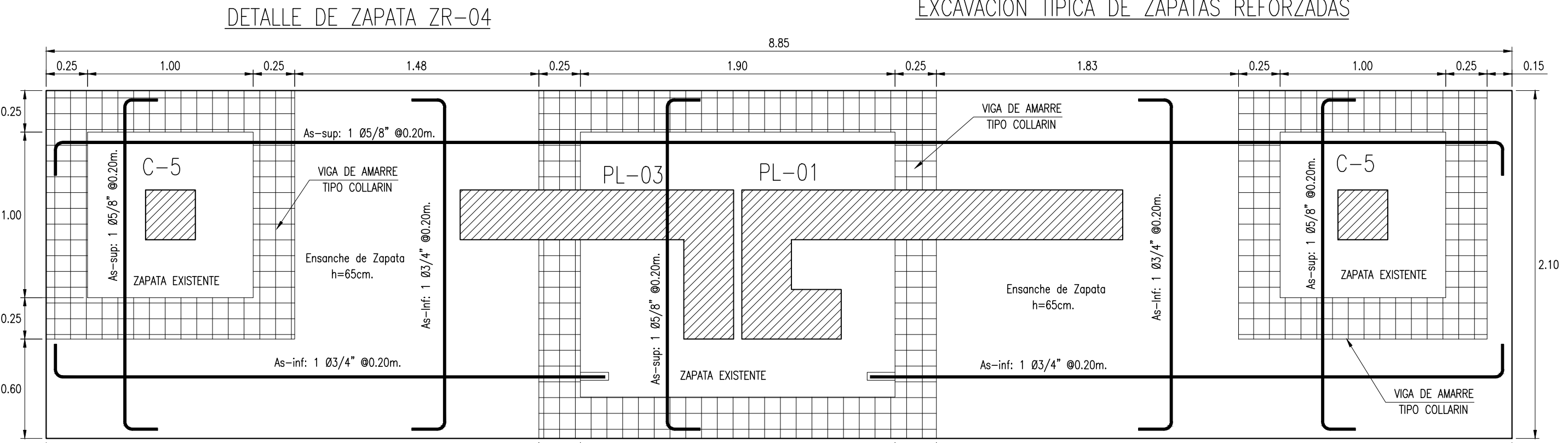
DETALLE DE ZAPATA ZR-04



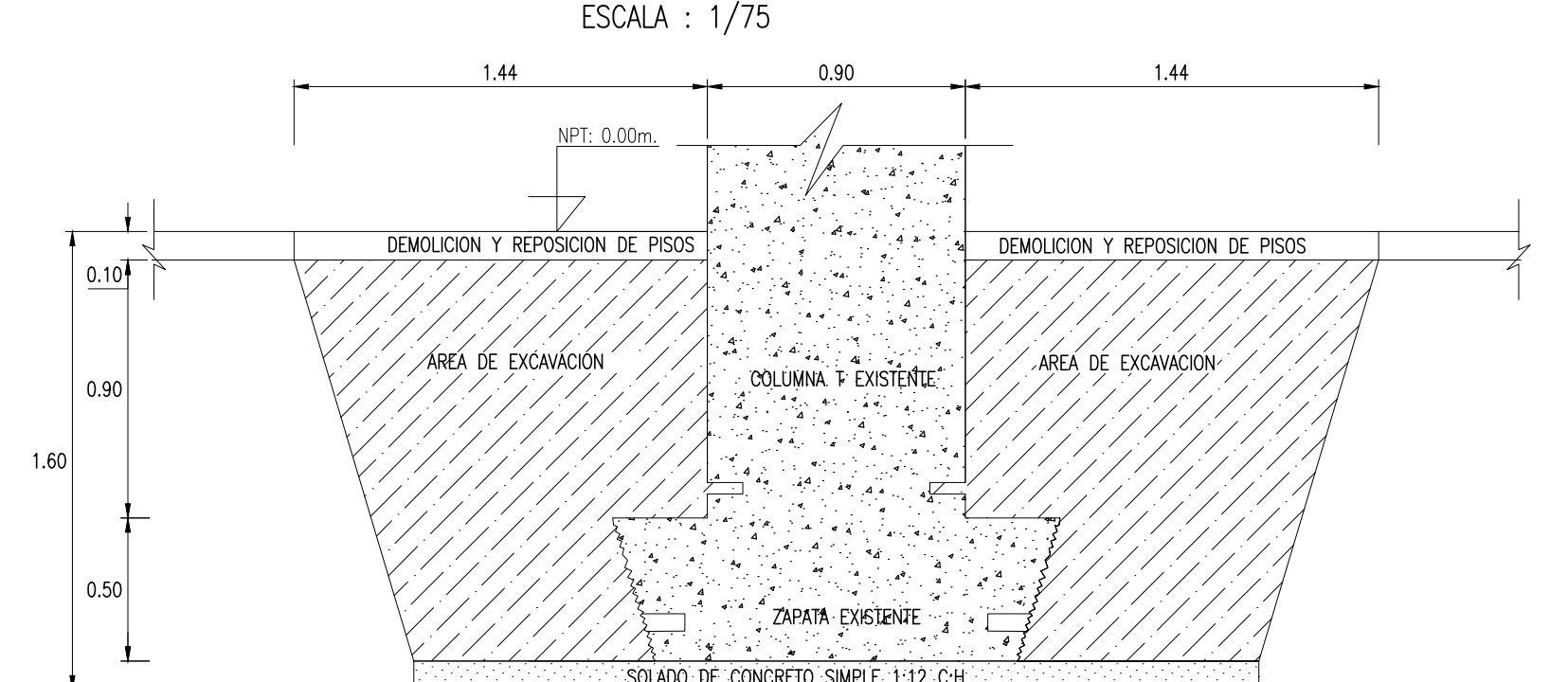
DETALLE DE ZAPATA ZR-02



DETALLE DE ZAPATA ZR-05



DETALLE DE ZAPATA ZR-06

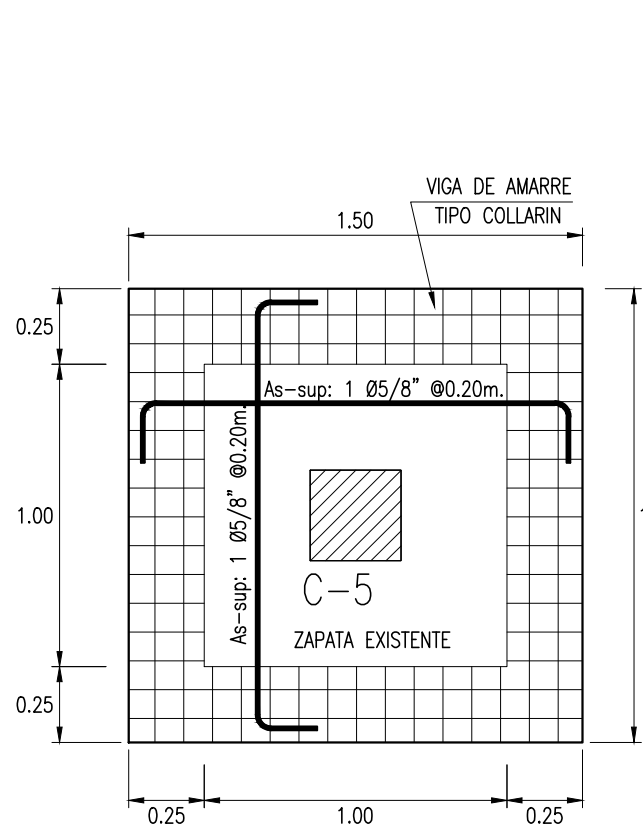


EXCAVACION TIPICA DE ZAPATAS REFORZADAS

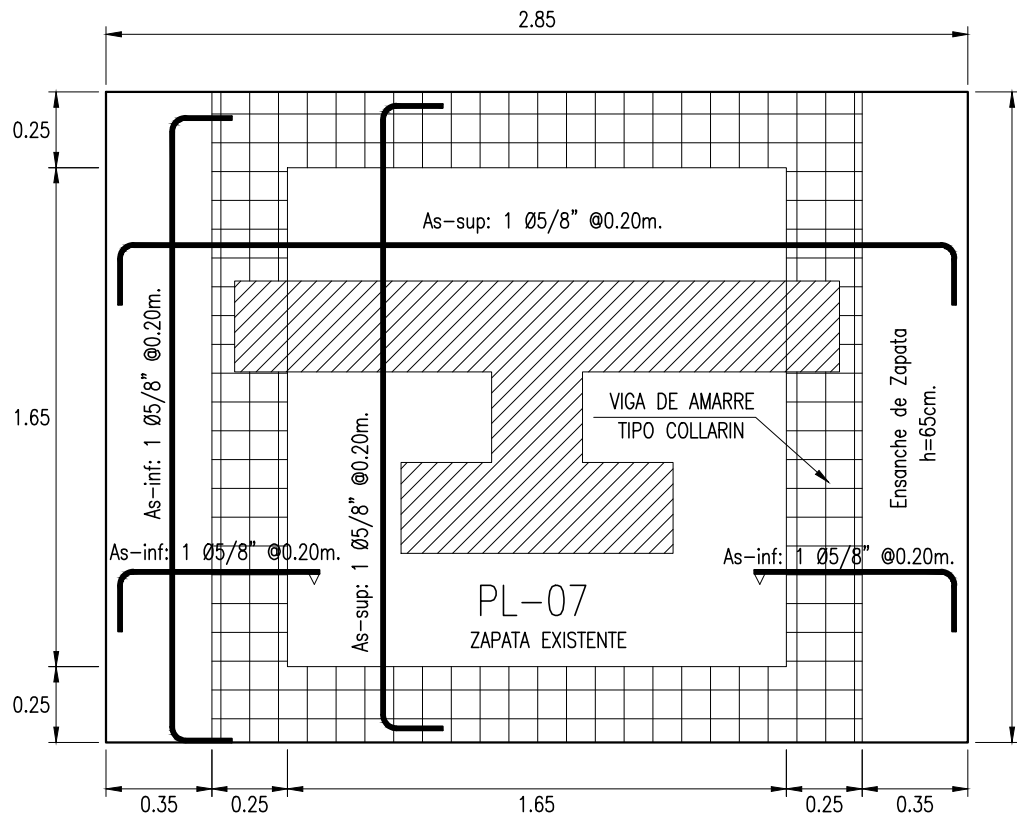
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (COLADO)	
CIMENTOS - SUBZAPATAS	
f'c : 100Kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE	
(MAXIMO Ø 6")	
SOBRECIMENTOS:	
f'c : 140Kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA	
(MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
COLUMNAS Y VIGAS	f'c : 210 Kg/cm2
MUROS DE CONCRETO	f'c : 210 Kg/cm2
ACERO	fy : 4200 Kg/cm2
SOBRECARGAS	
AULAS Y SSHH	: 250 Kg/m2
OFICINAS	: 200 Kg/m2
AUDITORIOS	: 400 Kg/m2
ESCALERAS Y CORREDORES	: 400 Kg/m2
ALBAÑILERIA NUEVA	
MUROS	: f'm 65 Kg/cm2
MORTERO	: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:	Df: 1.50m
CAPACIDAD PORTANTE BLOQUE 1:	d't: 2.92 Kg/cm2 (SEGUN E.M.S.)
RECURBIMIENTOS	
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES	
ANALISIS DINAMICO MODAL - ESPECTRAL	
E.P. ES08 - BLOQUES I y II	
PARAMETROS SISMICOS:	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.50 (Universidad)
Coefficiente Sismico :	C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo :	Grava Mal Graduado (según E.M.S.)
Factor de Terreno :	S = 1.05 (Suelo Intermedio)
g = 0.60 seg.	g = 0.60 seg.
g = 2.00 seg.	g = 2.00 seg.
g = 9.8 m/seg.	g = 9.8 m/seg.
Gravedad :	
COEFICIENTE DE REDUCCION:	
R DX:	6 (MUROS ESTRUCTURALES DE C' A')
R DY:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)
PERIODO FUNDAMENTAL:	
Tx:	0.3028s
Ty:	0.1767s
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	
BLOQUE I	
PISO	Despl. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.710 cm. 0.890 cm. 0.0020 0.0026
2	1.080 cm. 0.770 cm. 0.0031 0.0022
3	0.760 cm. 0.430 cm. 0.0026 0.0014
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	
BLOQUE II	
PISO	Despl. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.936 cm. 0.848 cm. 0.0027 0.0024
2	1.493 cm. 1.120 cm. 0.0043 0.0032
3	1.227 cm. 1.388 cm. 0.0040 0.0018
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	

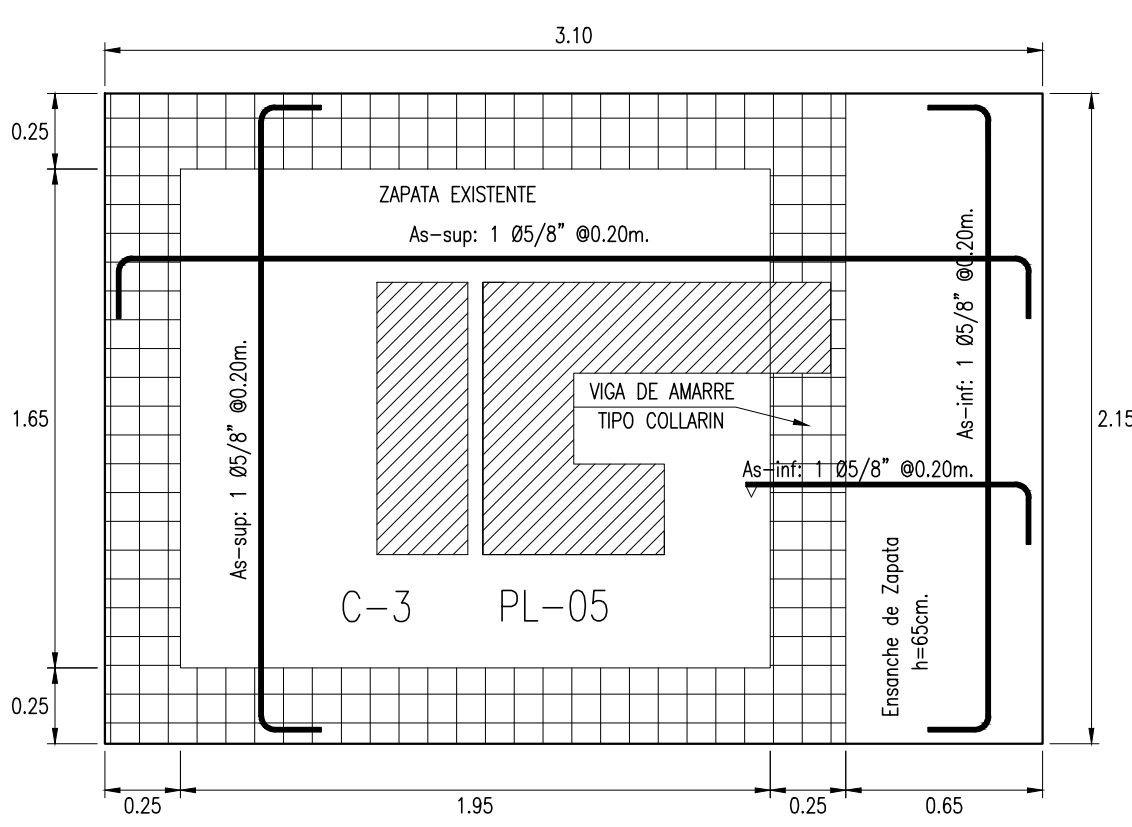
PROYECTO DE TESIS:		
EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA E.P. DE OBSTETRICIA – UNJBG – TACNA		
UBICACION:		
TACNA – TACNA – TACNA		
PLANO:		
DETALLES DE 2da ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO DE CIMENTACION		
ELABORADO POR:		
Bach. Ing. Civil CARLOS IVAN AGUILAR ESCOBAR		
ASESOR DE TESIS:		
MSc. Ing. EDGAR CHURA AROQUITUPA		
REVISADO:		
PROPIETARIO:		
UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN		
DIGITALIZACION:		
ESCALA:		FECHA:
DETALLES: 1/25		DICIEMBRE 2016
OBSERVACIONES:		
	Revisar SI	Revisar
LAMINA:		
ER2-02		



DETALLE DE ZAPATA ZR-07



DETALLE DE ZAPATA ZR-08



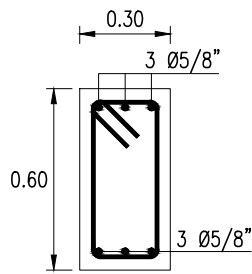
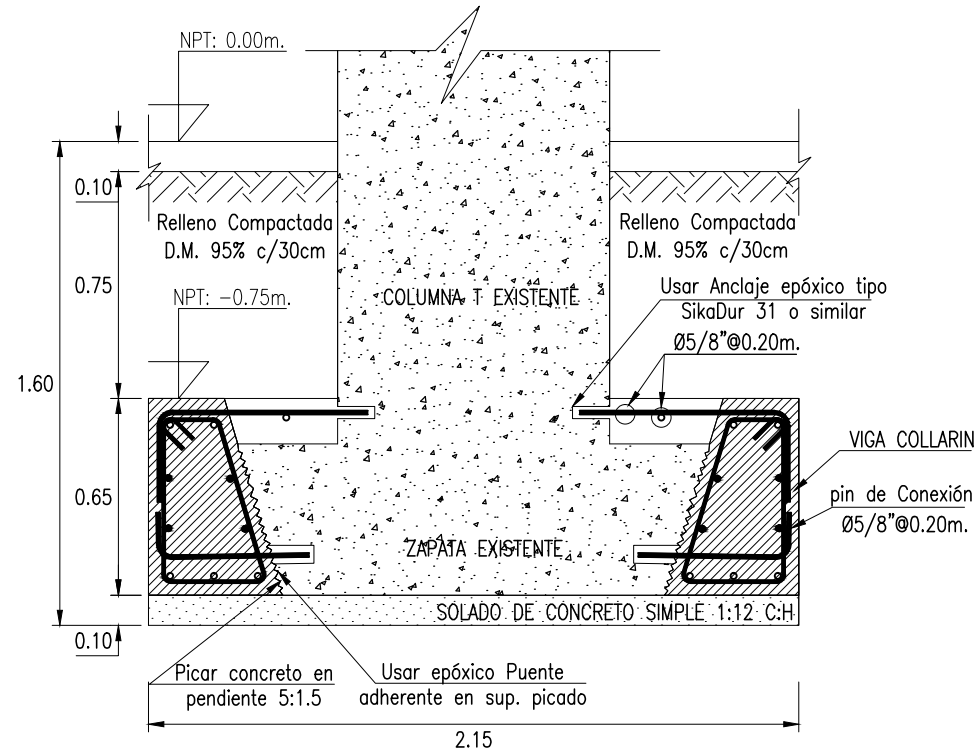
DETALLE DE ZAPATA ZR-09

DETALLE DE REFORZAMIENTO ZAPATAS

ESCALA : 1/25

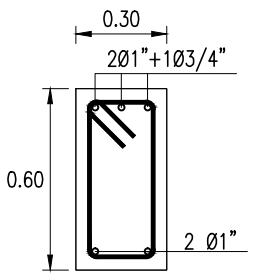
ELEVACION TIPICA DE ZR-01 y ZR-02

ESCALA : 1/25



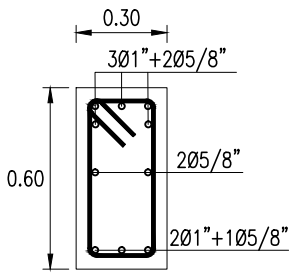
VC-1 (30X60)

Ø 3/8": 1 @ 0.05
10 @ 0.10
R @ 0.25



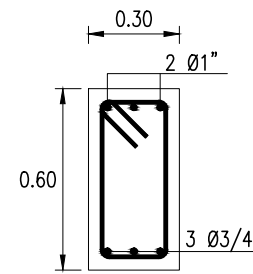
VC-2 (30X60)

Ø 3/8": 1 @ 0.05
12 @ 0.10
R @ 0.25



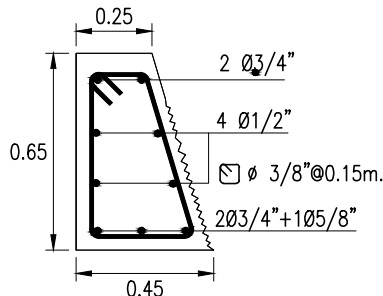
VC-3 (30X60)

Ø 3/8": 1 @ 0.05
12 @ 0.10
R @ 0.25



VC-4 (30X60)

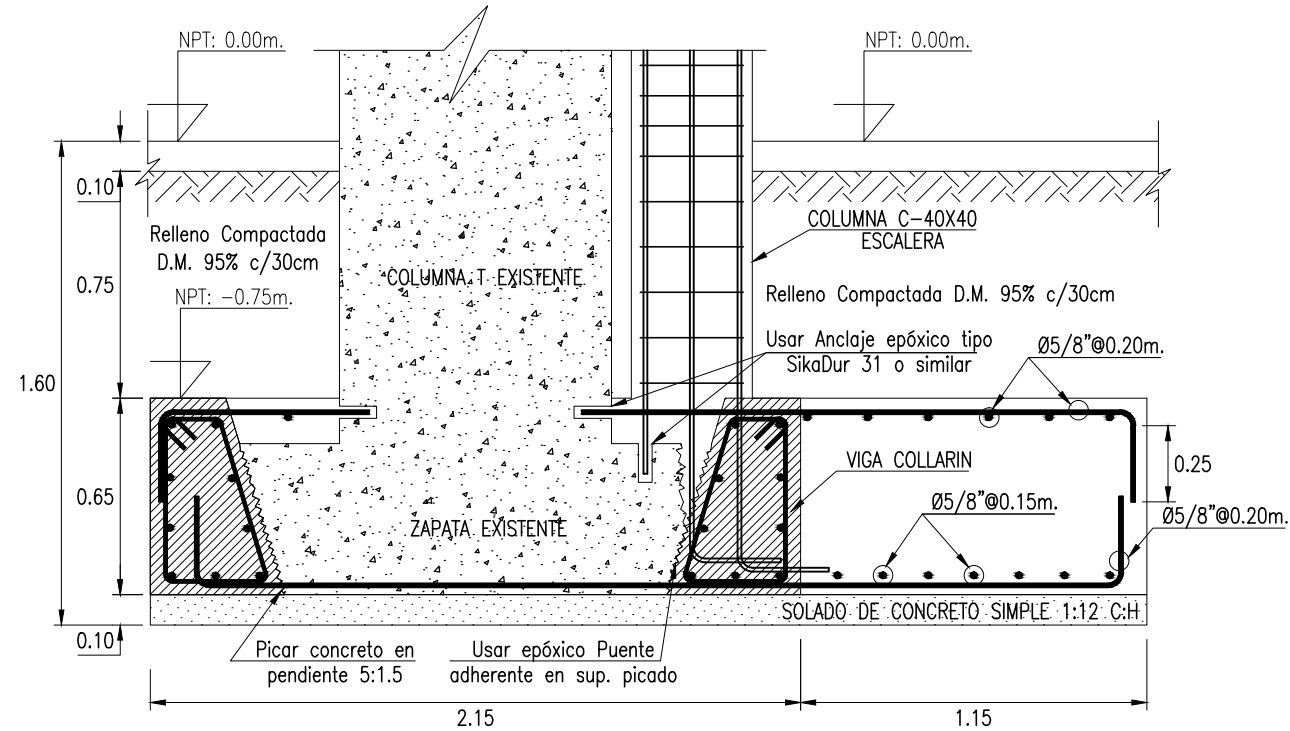
Ø 3/8": 1 @ 0.05
10 @ 0.10
R @ 0.25



VIGA COLLARIN EN ZAPATAS EXISTENTES

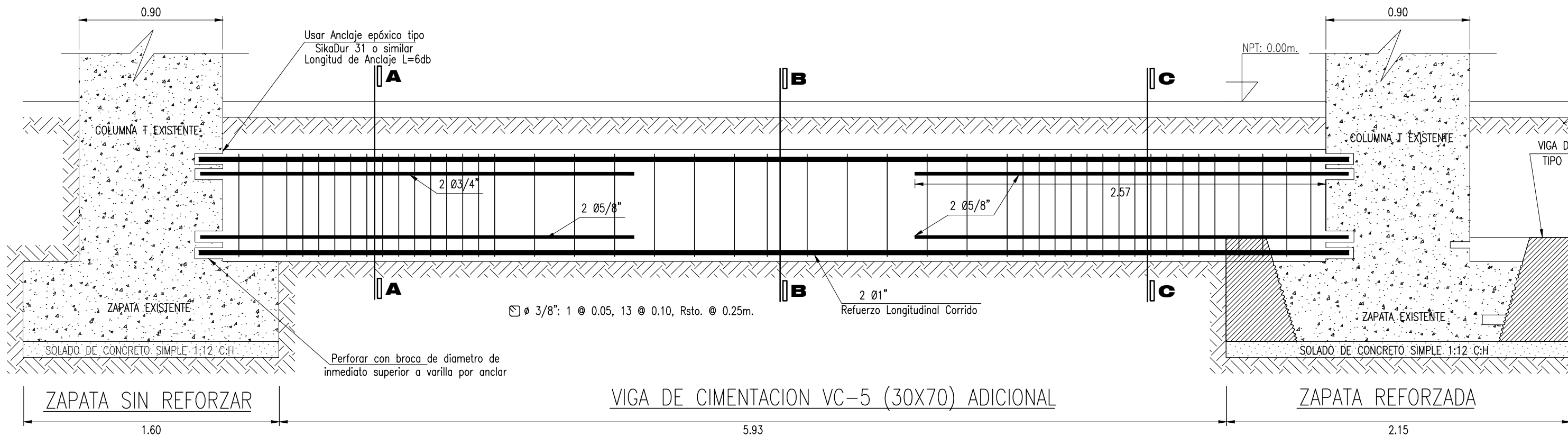
DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACION

ESCALA : 1/25



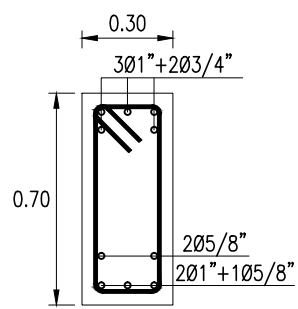
ELEVACION TIPICA DE ZR-03

ESCALA : 1/25



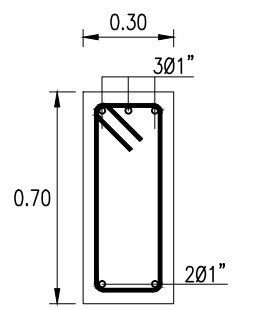
DESARROLLO TIPICO DE VIGA DE CIMENTACION

ESCALA : 1/25



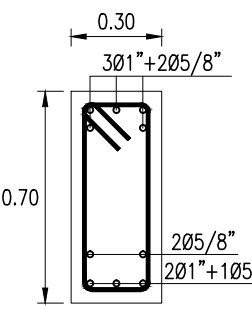
CORTE A-A

VIGA VC-5 (30x70)



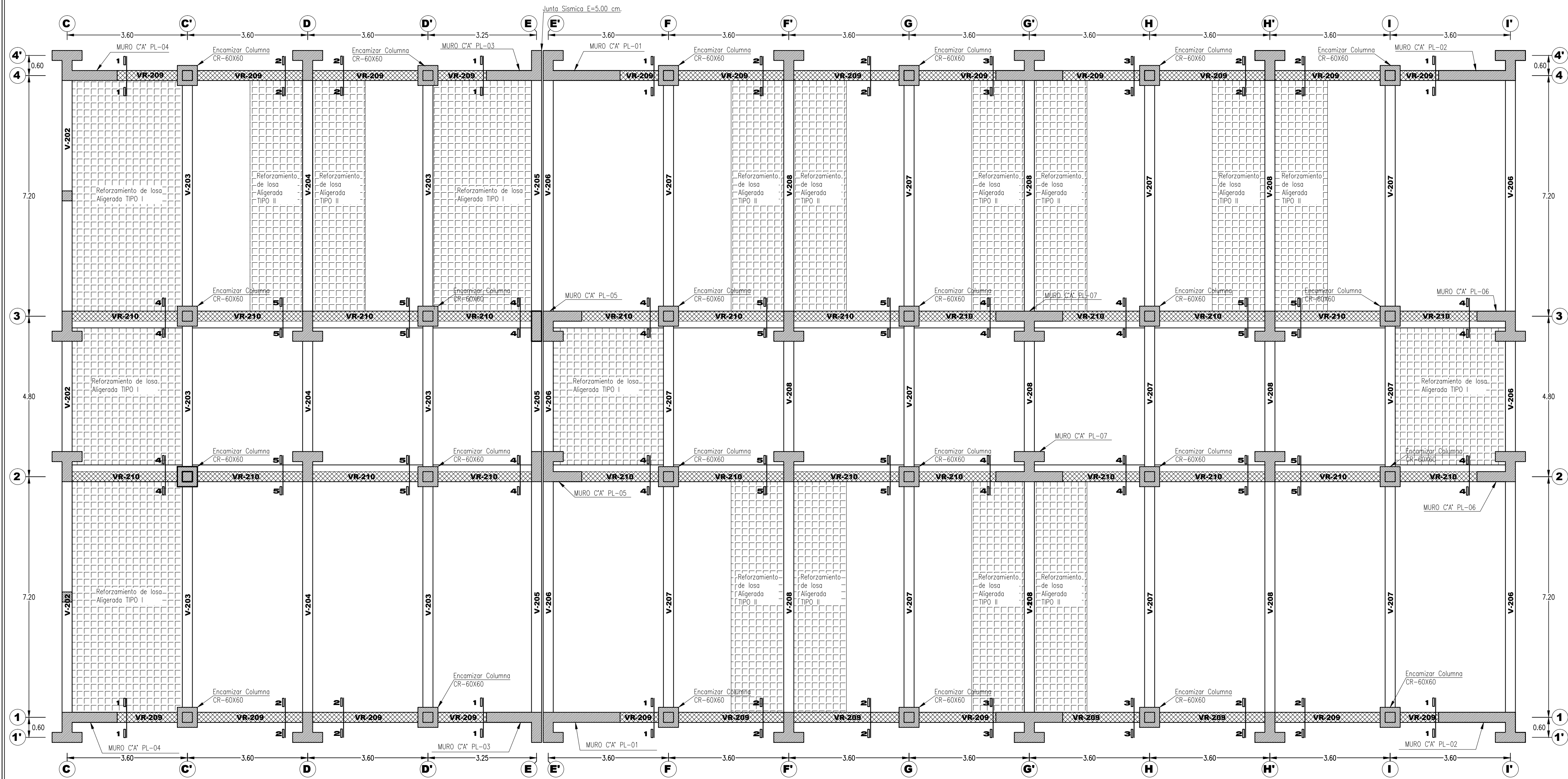
CORTE B-B

VIGA VC-5 (30x70)



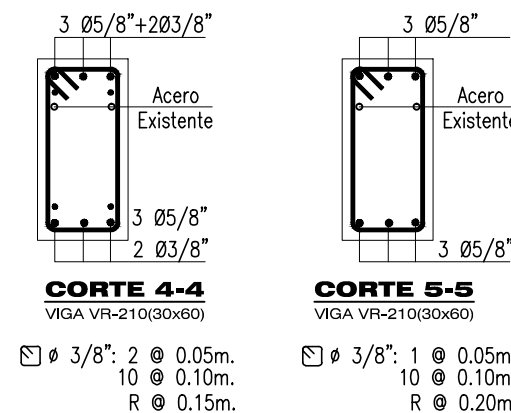
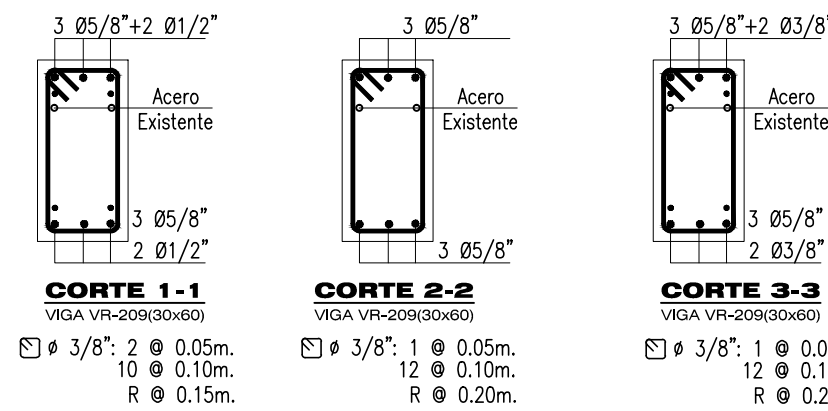
CORTE C-C

VIGA VC-5 (30x70)



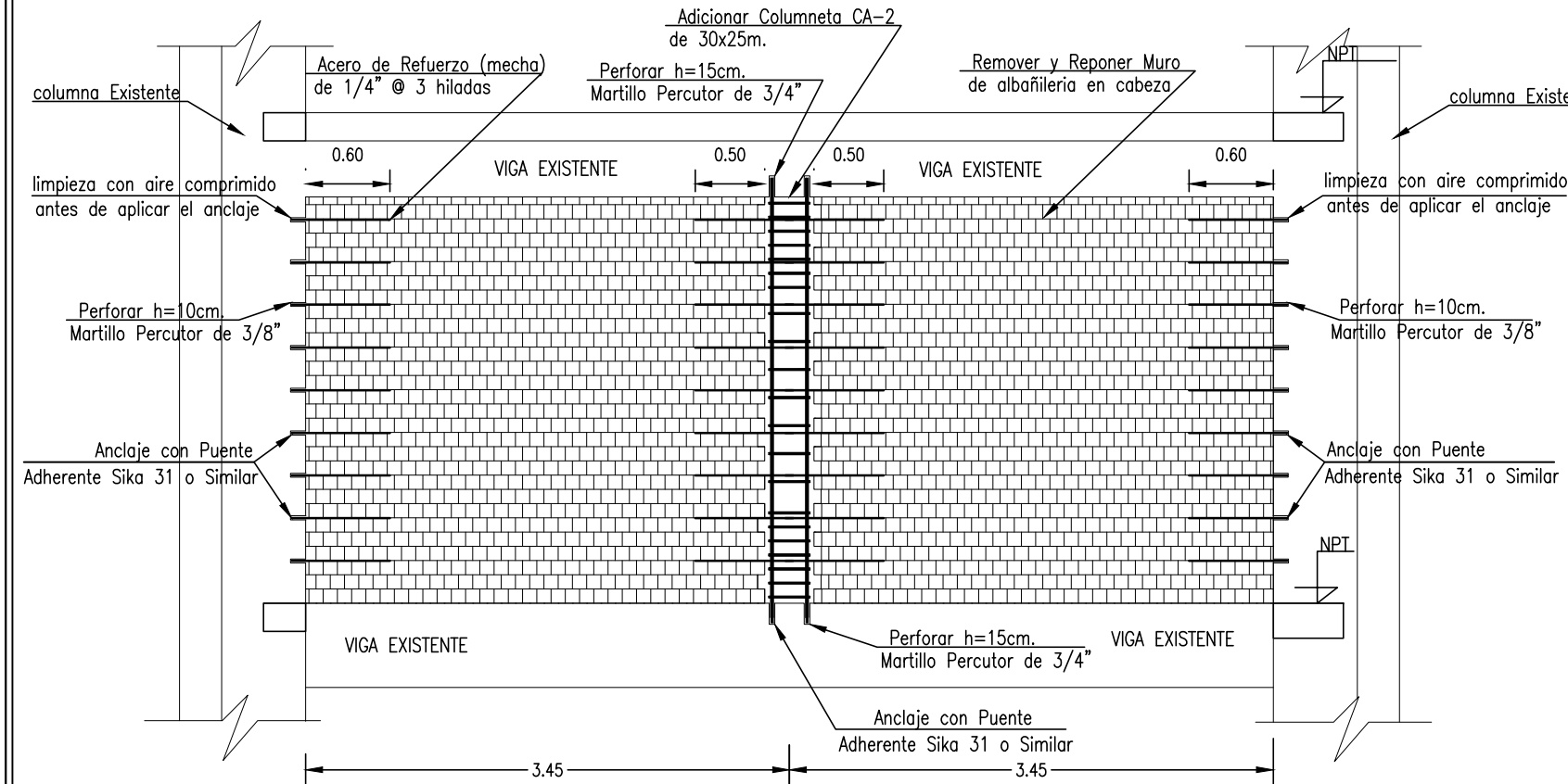
PLANO DE ALIGERADO 2DA ALTERN. DE REFORZAMIENTO: 2DO NIVEL

ESKALA : 1/75



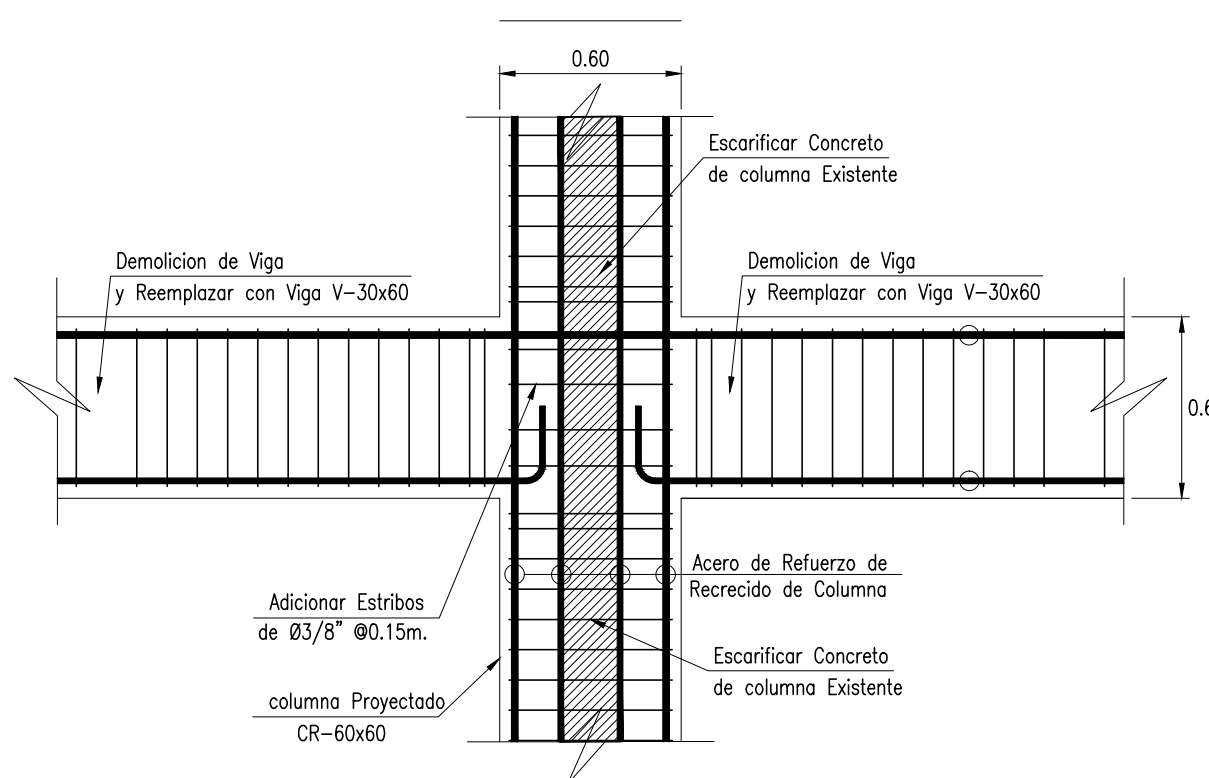
DETALLE DE VIGA REFORZADAS
ESKALA : 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)	
CIMENTOS : SURZAPARIS :	
f'c : 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE (MAXIMO Ø 6")	
SOBRECIMENTOS:	
f'c : 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA (MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
COLUMNAS Y VIGAS	f'c : 210 Kg/cm2
MUROS DE CONCRETO	f'c : 210 Kg/cm2
ACERO	fy : 4200 Kg/cm2
SOBRECARGAS	
AULAS Y SSHH	: 250 Kg/m2
OFICINAS	: 200 Kg/m2
AUDITORIOS	: 400 Kg/m2
ESCALERAS Y CORREDORES	: 400 Kg/m2
ALBAÑILERIA NUEVA	
MUROS	: f'm 65 Kg/cm2
MORTERO	: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: Df: 1.50m	
CAPACIDAD PORTANTE BLOQUE 1: s't: 2.92 Kg/cm2 (SEGUN E.M.S.)	
RECUBRIMIENTOS	
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
LOSAS ALIGERADA	: 2.50 cm.
RESINAS EPOXICAS	
Para Rehabilitacion de muros en buen estado con fisuras en borde, rellenar las fisuras con Resinas Epoxicas similares a Sikadur 52 para inyeccion.	



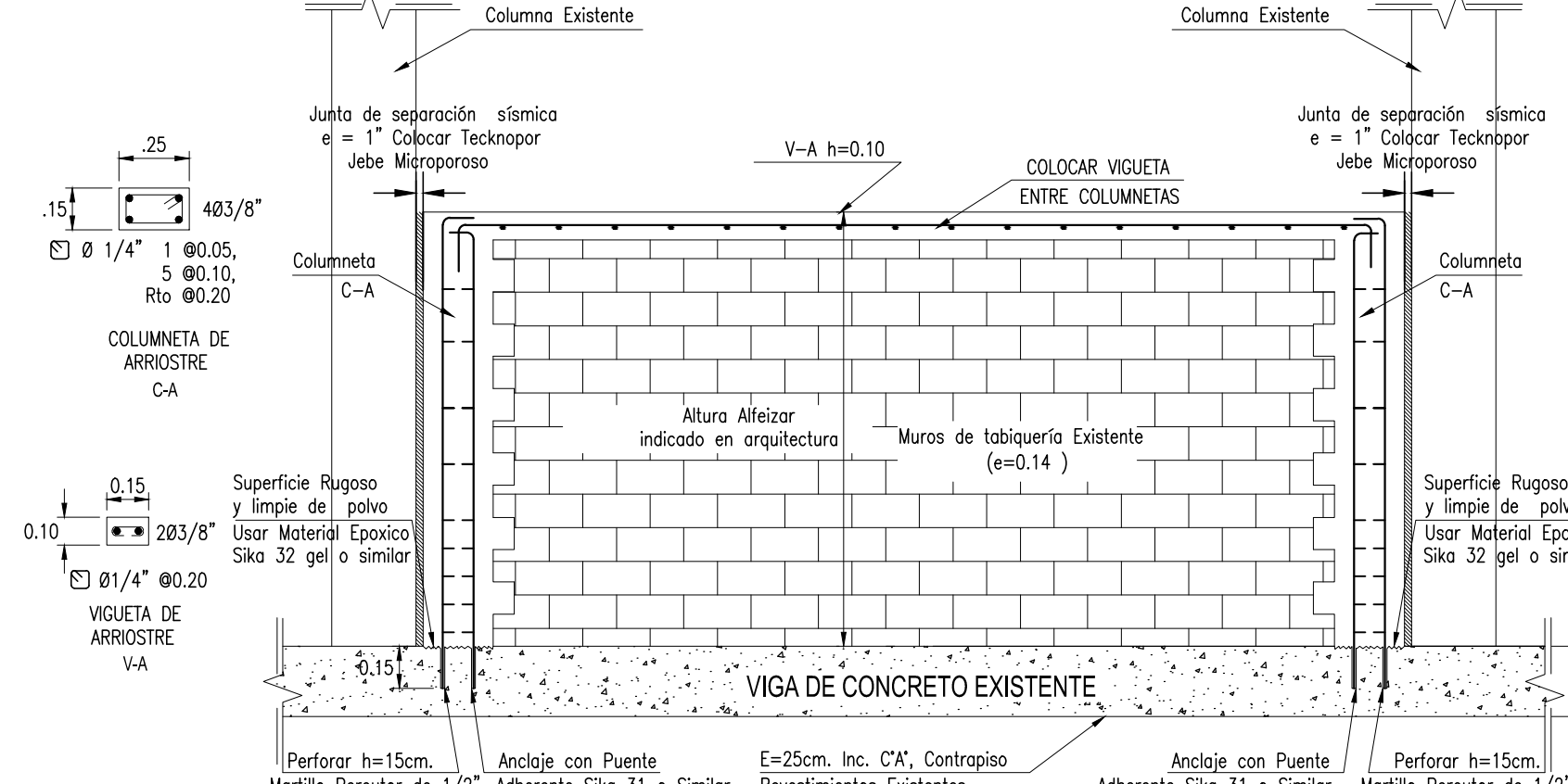
DETALLE DE REPOSICION DE MURO DE ALBAÑILERIA

ESKALA : 1/50



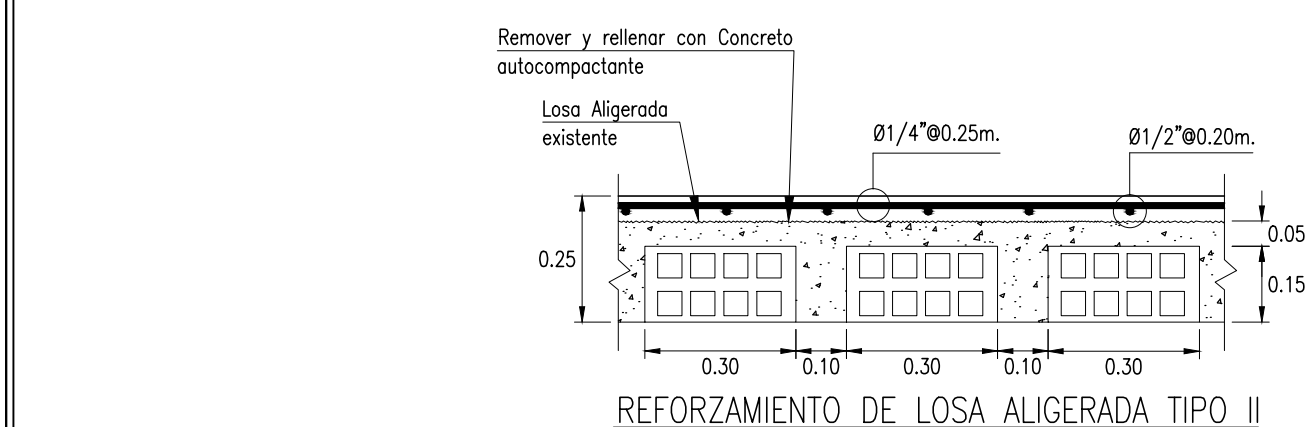
DETALLE TIPICO DE UNION VIGA-COLUMNA RECRECIDO

ESKALA : 1/25

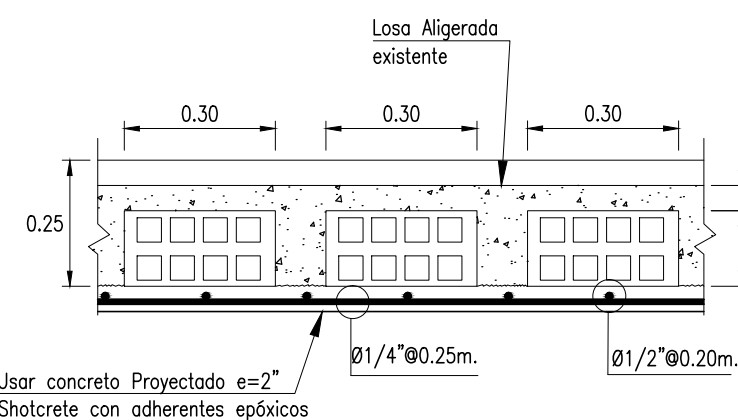


DETALLE DE AISLAMIENTO DE MUROS EN EJE 1, 2, 3 y 4

ESKALA : 1/25



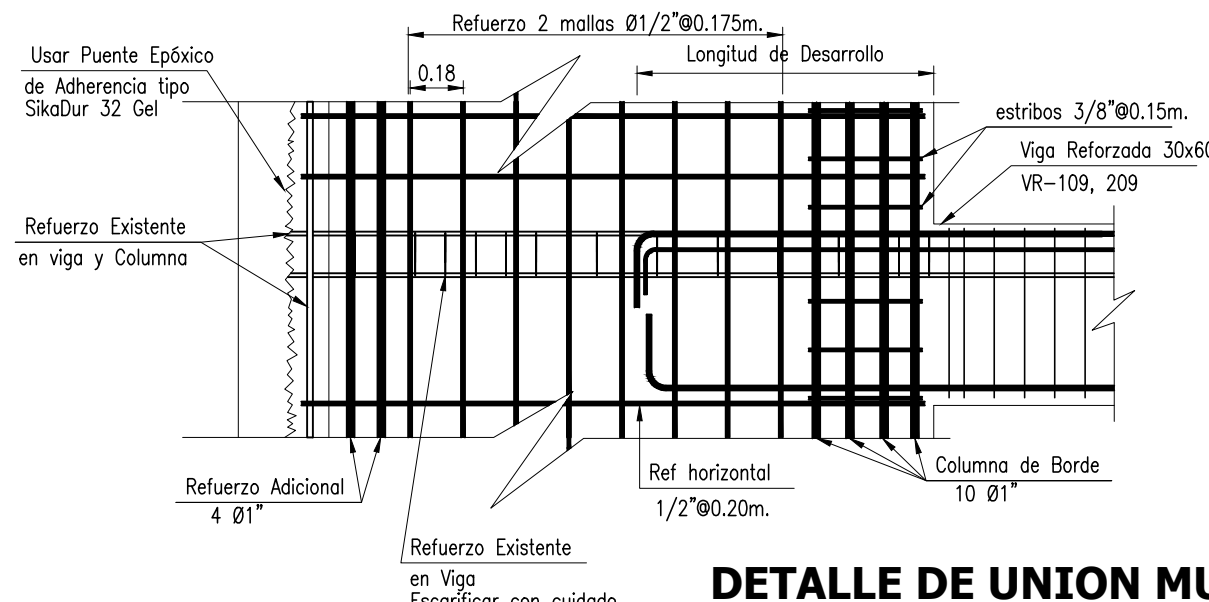
REFORZAMIENTO DE LOSA ALIGERADA TIPO II



REFORZAMIENTO DE LOSA ALIGERADA TIPO I

DETALLE DE REFORZAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

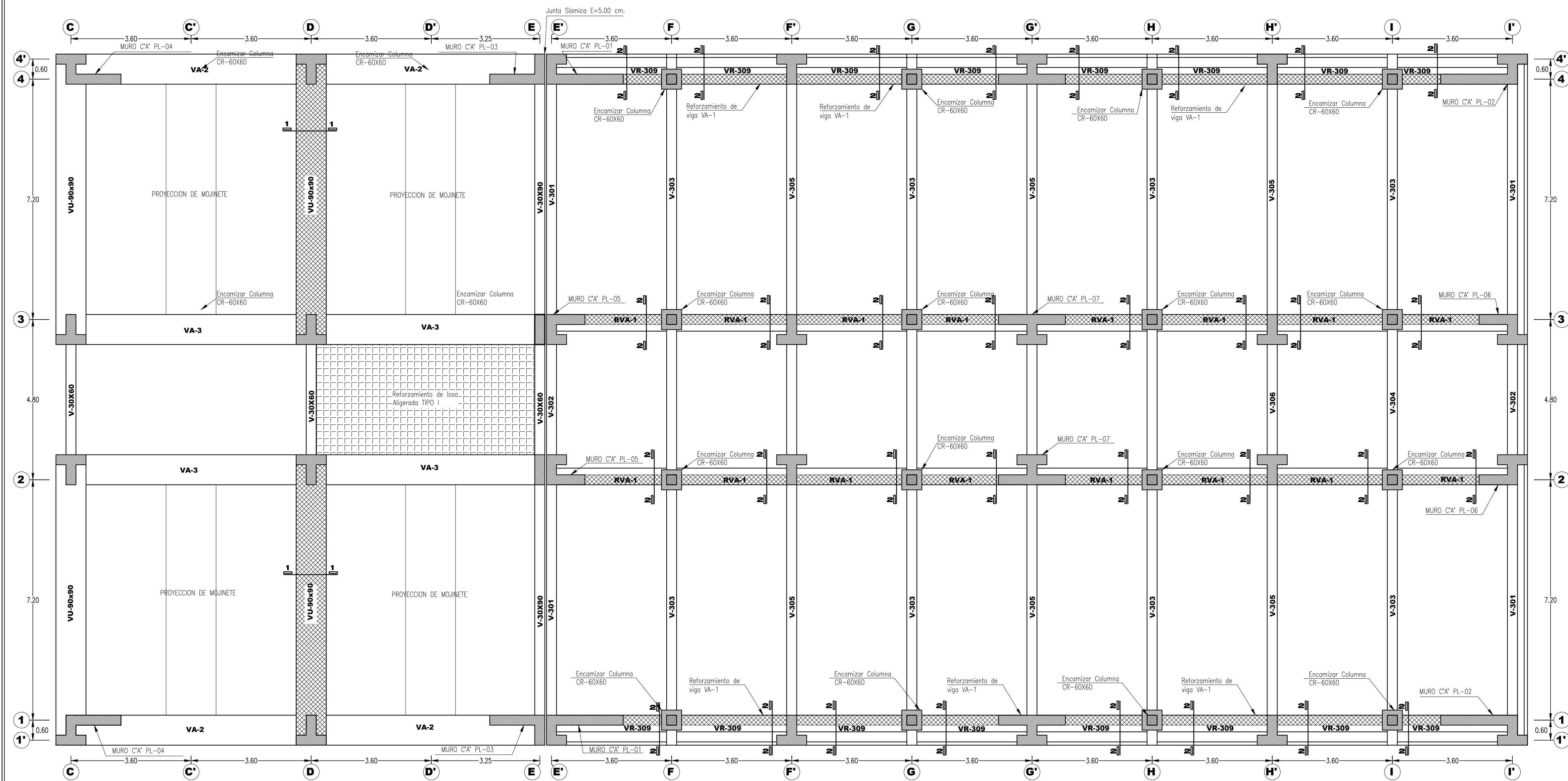
ESKALA : 1/15



DETALLE DE UNION MURO C°A°-VIGA

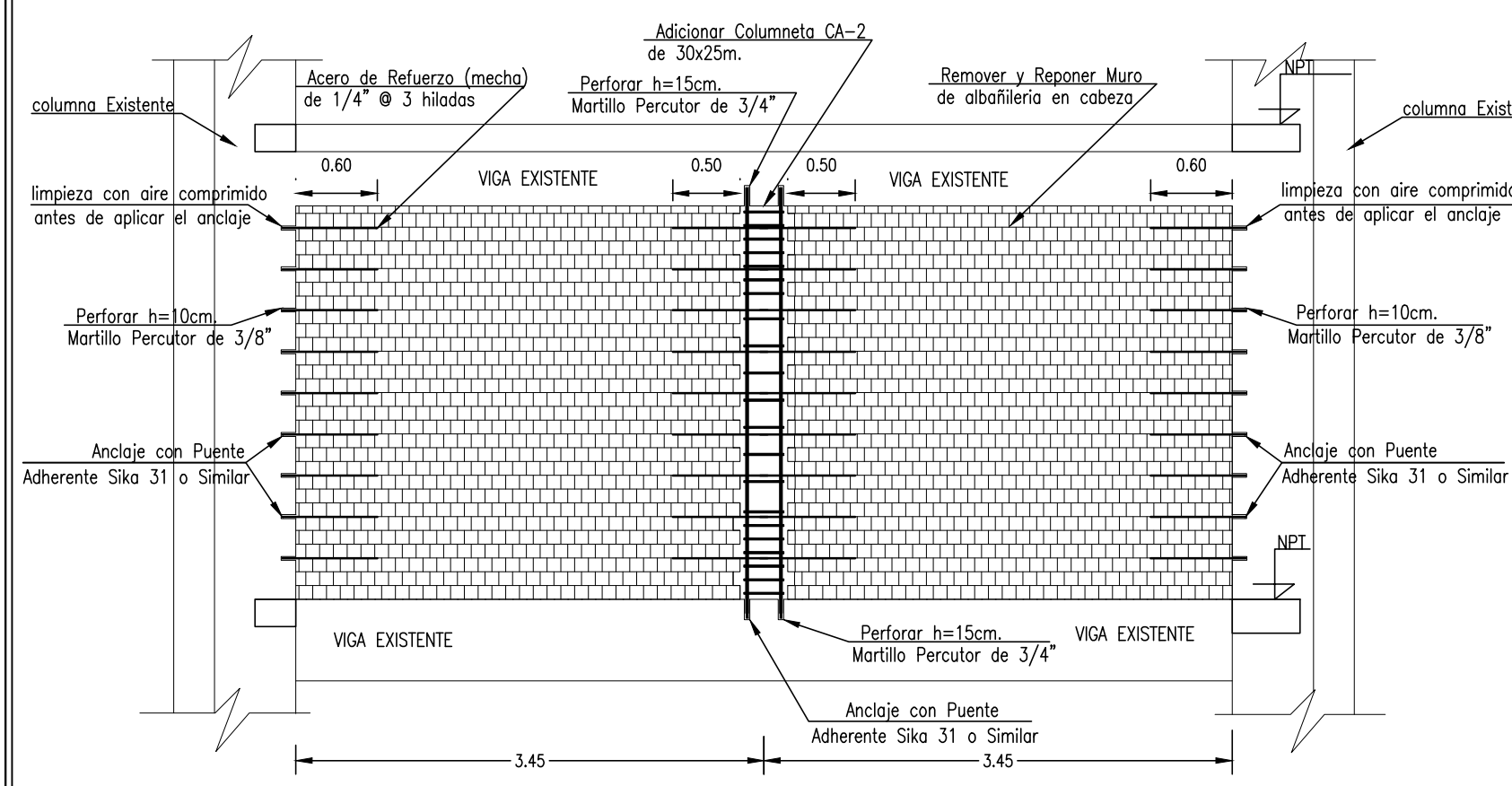
ESKALA : 1/25

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES	
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL	
E.P. ESQB - BLOQUES I y II	
PARAMETROS SISMICOS:	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.50 (Universidad)
Coefficiente Sísmico :	C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/1)
Tipo de suelo :	Grava Mal Graduada (según E.M.S.)
Factor de Terreno :	S = 1.05 (Suelo Intermedio)
Tp = 0.60 seg.	
g = 9.8 m/seg.	
Gravedad :	
COEFICIENTE DE REDUCCION:	
R DX:	6 (MUROS ESTRUCTURALES DE C° A°)
R DY:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)
PERIODO FUNDAMENTAL:	
Tx:	0.3028s
Ty:	0.1767s
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	
BLOQUE I	
PISO	Desplz. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.710 cm. 0.890 cm. 0.0020 0.0026
2	1.080 cm. 0.770 cm. 0.0031 0.0022
3	0.760 cm. 0.430 cm. 0.0026 0.0014
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	
BLOQUE II	
PISO	Desplz. Relativos X-X Y-Y Distorsiones de Entrepiso X-X Y-Y
1	0.936 cm. 0.848 cm. 0.0027 0.0024
2	1.485 cm. 1.120 cm. 0.0043 0.0032
3	1.227 cm. 1.388 cm. 0.0040 0.0018
Desplazamiento último nivel X:	
Desplazamiento último nivel Y:	



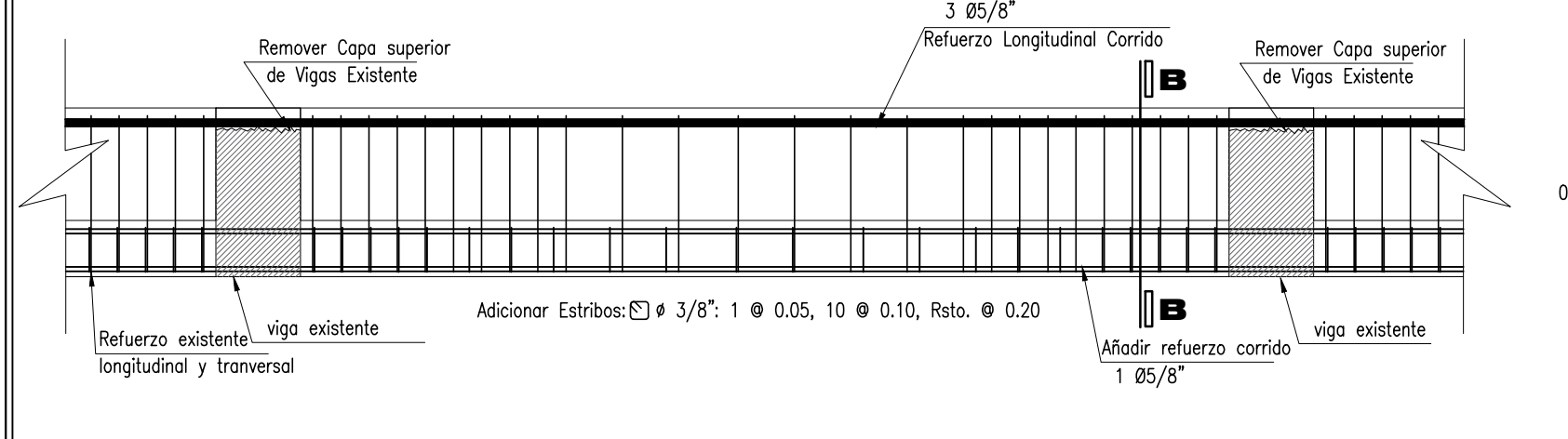
PLANO DE ALIGERADO DE 2DA ALTERN. DE REFORZAMIENTO: 3ER NIVEL

ESCALA : 1/75



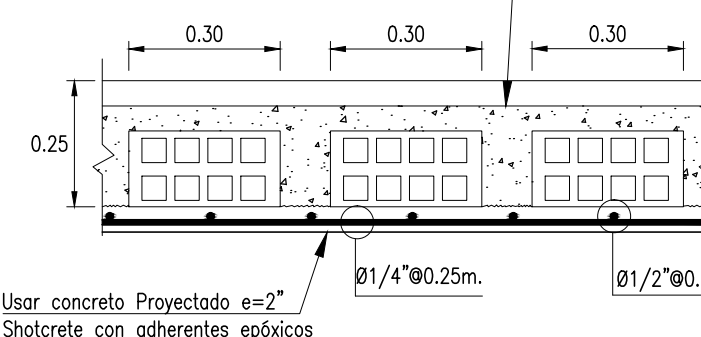
DETALLE DE REPOSICION DE MURO DE ALBAÑILERIA

ESCALA : 1/50

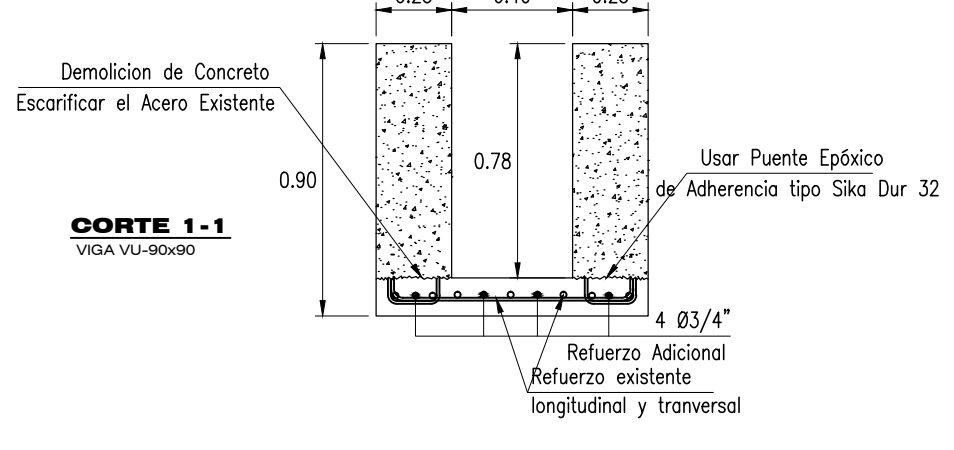


DETALLE DE REFORZAMIENTO DE VIGA VA-1(V-309)

ESCALA : 1/25

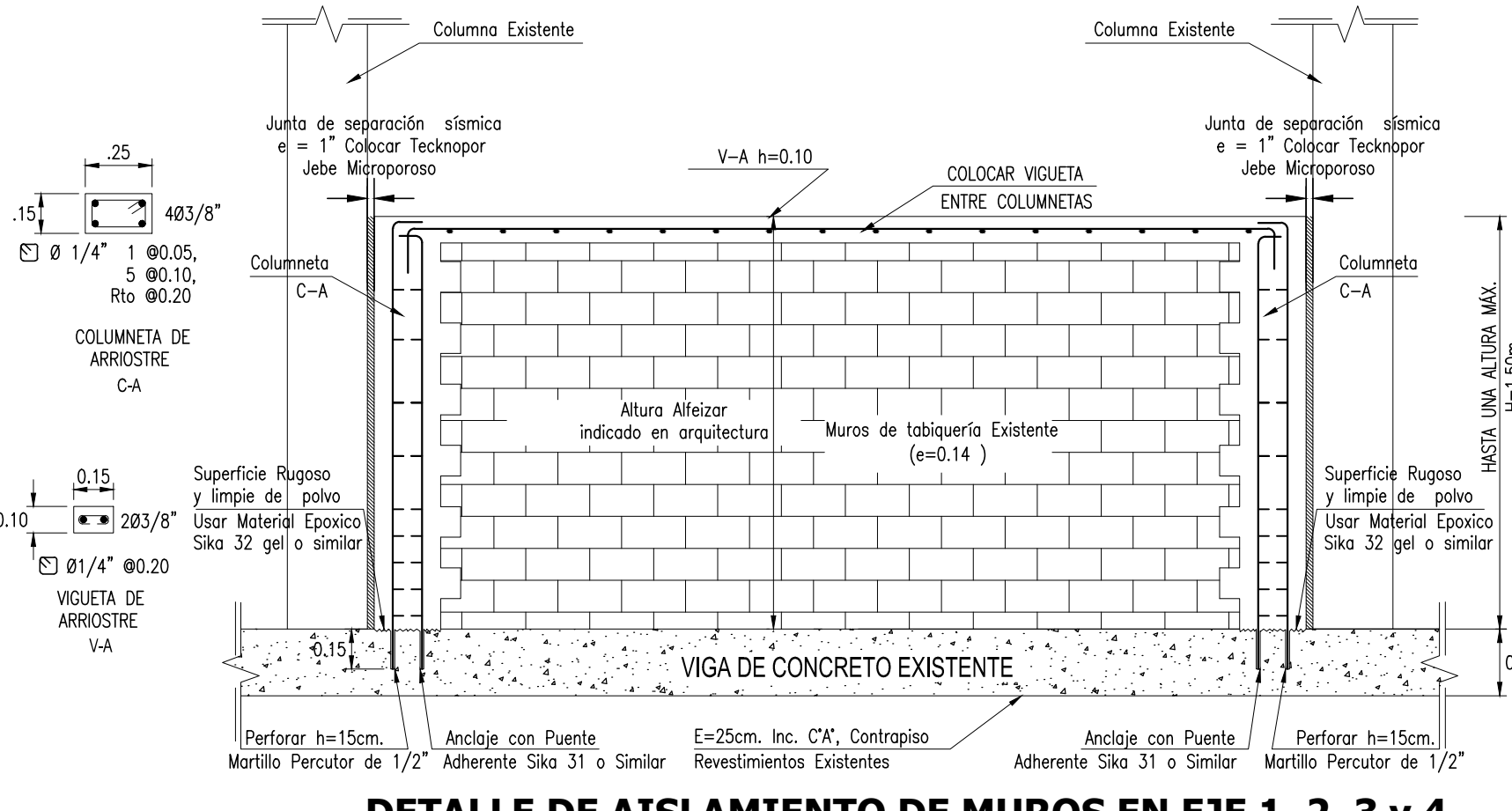


REFORZAMIENTO DE LOSA ALIGERADA TIPO I



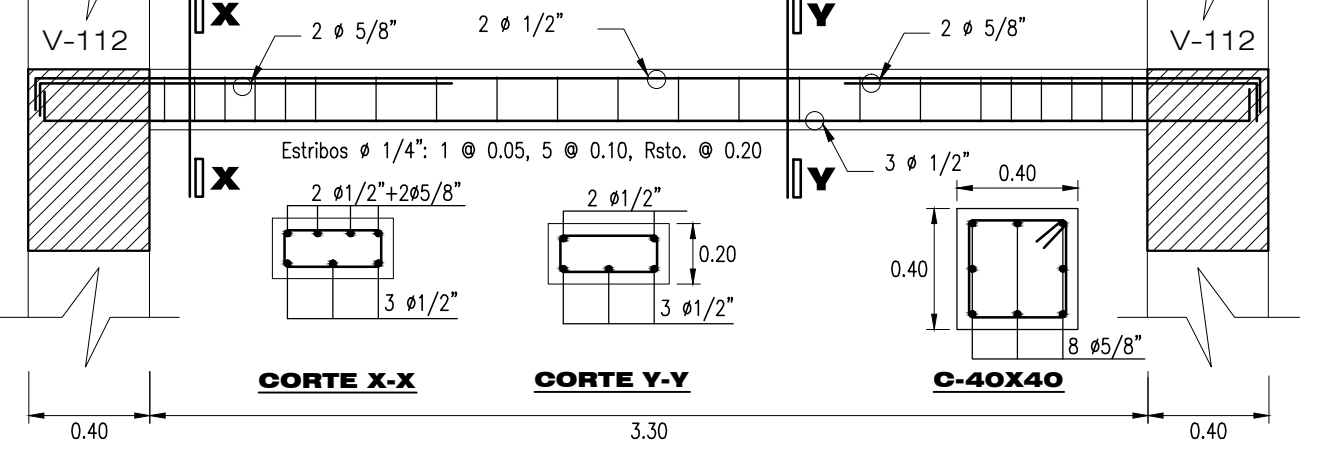
DETALLE DE VIGA REFORZADA

ESCALA : 1/25



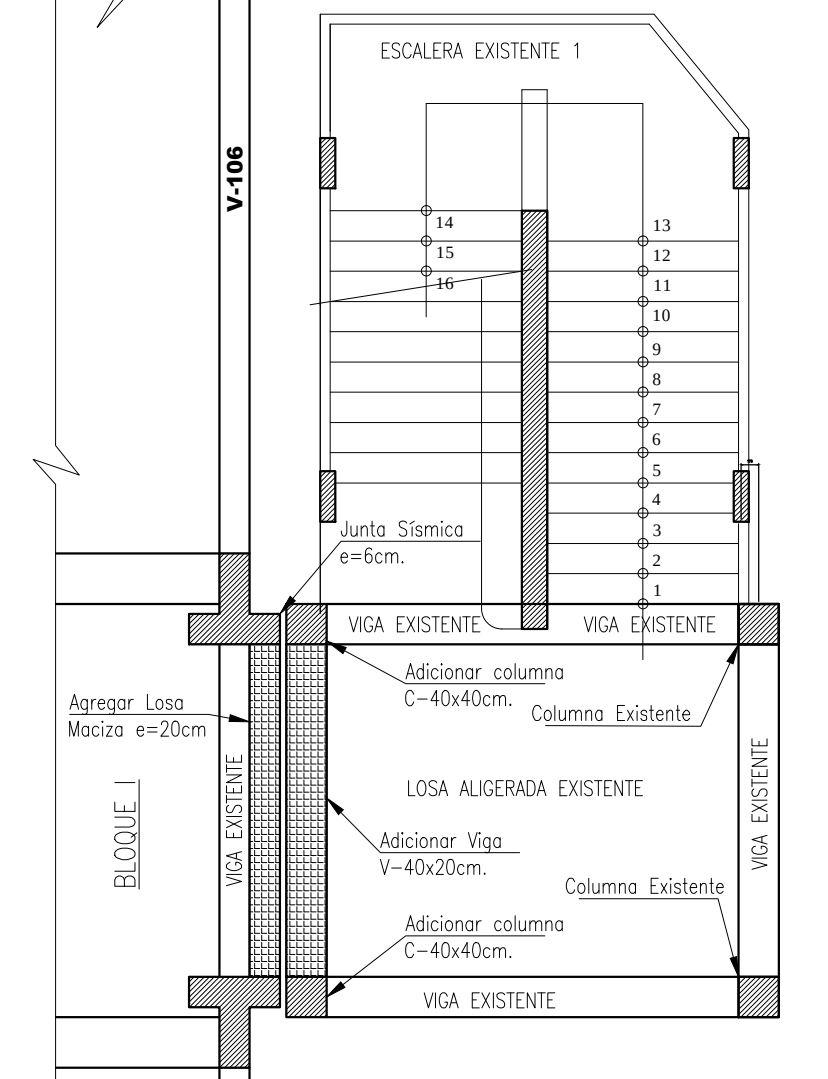
DETALLE DE AISLAMIENTO DE MUROS EN EJE 1, 2, 3 y 4

ESCALA : 1/25



DESARROLLO DE VIGA ADICIONAL V-40X20

ESCALA : 1/25



DETALLE DE AISLAMIENTO DE ESCALERA 1

ESCALA : 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)	
CIMENTOS = SUBCAPAS :	
f'c : 100kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE	
(MAXIMO Ø 6")	
SOBRECIMENTOS:	
f'c : 140kg/cm2, MEZCLA CEMENTO/HORMIGON	
EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA	
(MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
COLUMNAS Y VIGAS	f'c : 210 Kg/cm2
MUROS DE CONCRETO	f'c : 210 Kg/cm2
ACERO	fy : 4200 Kg/cm2
SOBRECARGAS	
AULAS Y SSHH	: 250 Kg/m2
OFICINAS	: 200 Kg/m2
AUDITORIOS	: 400 Kg/m2
ESCALERAS Y CORREDORES	: 400 Kg/m2
ALBAÑILERIA NUEVA	
MUROS	: 1'm 65 Kg/cm2
MORTERO	: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.
TERRENO - CAPACIDAD PORTANTE (SEGUN E.M.S.)	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION:	Df: 1.50m
CAPACIDAD PORTANTE BLOQUE 1:	o/t: 2.92 Kg/cm2 (SEGUN E.M.S.)
RECURRIMIENTOS	
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
LOSA ALIGERADA	: 2.50 cm.
RESINAS EPÓXICAS	
Para Rehabilitación de muros en buen estado con fisuras en borde, rellenar las fisuras con Resinas Epóxicas similares a Sikadur 52 para inyección.	

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES	
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL	
E.P. ES08 - BLOQUES I y II	
PARAMETROS SISMICOS:	
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia :	U = 1.50 (Universidad)
Coefficiente Sísmico :	C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)
Tipo de suelo :	Grava Mal Graduada (según E.M.S.)
Factor de Terreno :	S = 1.05 (Suelo Intermedio)
Tip= 0.60 seg.	TL= 2.00 seg.
Gravedad :	g = 9.8 m/seg.
COEFICIENTE DE REDUCCION:	
R DX:	6 (MUROS ESTRUCTURALES DE C' A')
R DY:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)
PERIODO FUNDAMENTAL:	
Tx:	0.3028s
Ty:	0.1767s
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES	
BLOQUE I	
PSO	Despl. Relativos X-Y Distorsiones de Entrepiso X-Y
1	0.710 cm. 0.890 cm. 0.0020 0.0026
2	1.080 cm. 0.770 cm. 0.0031 0.0022
3	0.760 cm. 0.430 cm. 0.0026 0.0014
Desplazamiento último nivel X: 2.55cm	
Desplazamiento último nivel Y: 2.09cm	
BLOQUE II	
PSO	Despl. Relativos X-Y Distorsiones de Entrepiso X-Y
1	0.936 cm. 0.848 cm. 0.0027 0.0024
2	1.495 cm. 1.120 cm. 0.0043 0.0032
3	1.227 cm. 1.386 cm. 0.0040 0.0018
Desplazamiento último nivel X: 3.658cm	
Desplazamiento último nivel Y: 2.508cm	



PLANO DE ELEVACION LATERAL - 2DA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO :
ESCALA : 1/75

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE TESIS:

EVALUACIÓN Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA E.P. DE OBSTETRICIA - UNIBG - TACNA

UBICACION:

TACNA - TACNA - TACNA

PLANO:

ELEVACION LATERAL DE 2DA ALTERNATIVA DE REFORZAMIENTO

ELABORADO POR:
Bach. Ing. CARLOS SUN AGUILAR ESCOBAR

ASESOR DE TESIS:
MSc. Ing. EDGAR CHERA ARDOLUPA

REVISADO:

PROFETARIO:
UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

DIGITALIZACION:

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
DICIEMBRE 2016

OBSERVACIONES:

Nº	Observación

LAMINA:
ER2-06