

**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE
HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL**

ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



***SENSIBILIDAD DE LA CONFIGURACIÓN
ESTRUCTURAL EN EL PERFORMANCE DE
EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE TIPO HIBRIDO
CON LA NORMA NTE, FEMA 356 Y ATC-40 EN LA
CIUDAD DE AYACUCHO***

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

MIGUEL ANGEL LAPA ESPINO

DIRIGIDO POR:

ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ

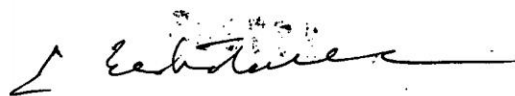
Ayacucho – Perú

2012

**“SENSIBILIDAD DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN EL
PERFORMANCE DE EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE TIPO HIBRIDO
CON LA NORMA NTE, FEMA356 Y ATC 40 EN LA CIUDAD DE
AYACUCHO”**

RECOMENDADO : 22 DE MARZO DEL 2013

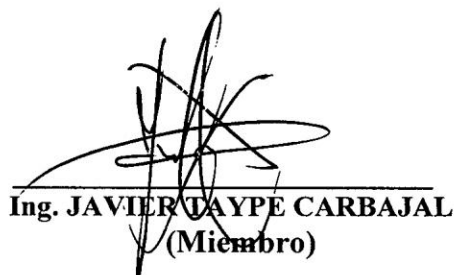
APROBADO : 25 DE ABRIL DEL 2013



**Ing. ERNESTO ESTRADA CÁRDENAS
(Presidente (e))**



**Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
(Miembro)**



**Ing. JAVIER TAYPE CARBAJAL
(Miembro)**



**Ing. JENNIFER R. PILLACA DE LA CRUZ
(Secretario Docente)**

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 25 de abril del 2013, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Miguel Ángel LAPA ESPINO, con el Trabajo Titulado “SENSIBILIDAD DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN EL PERFORMANCE DE EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE TIPO HIBRIDO CON LA NORMA NTE, FEMA356 Y ATC 40 EN LA CIUDAD DE AYACUCHO”, fue calificado con la nota de QUINCE (15) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



Ing. ERNESTO ESTRADA CÁRDENAS
(Presidente (e))



Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ
(Miembro)



Ing. JAVIER TAYPE CARBAJAL
(Miembro)



Ing. JENNIFER R. PÍLLACA DE LA CRUZ
(Secretario.Docente)

AGRADECIMIENTOS

Al **Ing. Ángel San Bartolomé** por sus respuestas a las diferentes consultas hechas en su blog de albañilería y por sus valiosos comentarios, los cuales enriquecieron mi conocimiento y el contenido de esta tesis.

Al **Dr. Genner Villarreal Castro** por sus valiosísimas respuestas acerca de la interacción suelo estructura consultadas mediante su correo electrónico.

Al **Ing. Vlacev Toledo Espinoza** por sus respuestas a las diferentes consultas hechas en foro de la comunidad de ingeniería civil y por sus valiosos comentarios.

Al **Ing. Cristian Castro Pérez** por el asesoramiento y apoyo en la realización de esta tesis.

Al **Ing. Juan Raúl Molina Falcón** por el apoyo, comprensión y los consejos en el trabajo, en los momentos que realizaba esta tesis.

A mi hermana **Marleny Lapa** por los consejos y a la estricta que ha sido en mi formación académica y personal desde muy niño y por el apoyo económico en mis estudios y la realización de esta tesis.

A mis padres **Encarnación Espino** y **L. Jesús Lapa** fuentes de motivación, por su interminable apoyo en todo momento de mi vida, por sus enseñanzas, consejos y por su eterna paciencia y perdón ante mis constantes errores.

A mi novia **Gloria** por su interminable amor que en todo momento ha sido apoyo y fuerza, por la paciencia y ternura con que respondía en mis momentos de desesperación por terminar la tesis.

En especial a mi hermano **Alfredo lapa (Q.E.P.D)** que era modelo de vida a seguir, por el apoyo, por sus consejos y enseñanzas de la ingeniera civil que me dio y que siempre los tengo presente.

A todos los Ingenieros de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil por brindarnos sus experiencias y conocimientos.

A las instituciones que he tenido la oportunidad de conocer y que han contribuido en mi formación académica (en orden cronológico):

C.E. Maravillas

C.N. Mariscal Cáceres

Universidad Nacional San Cristóbal De Huamanga (UNSCH)

Escuela De Formación Profesional De Ingeniería Civil

DEDICATORIA

A dios que en todo momento

Me acompaña

Y

A mí querido hijo

Miguel Jonaiker L.E.

RESUMEN

Este trabajo de tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de dos edificios con arquitectura en común y representación aproximada de viviendas de autoconstrucción.

El edificio se proyecta en un terreno típico de la ciudad de Ayacucho de 160 m² distribuidos en un departamento por piso, destinado a viviendas multifamiliares ubicado en el norte de la ciudad de Ayacucho.

Al utilizar unidades de albañilería de fabricación artesanal se puede construir edificios de tres pisos como máximo, con unidades de albañilería de fabricación industrial como máximo cinco pisos para cumplir con la rigidez y resistencia del edificio, cuando en el edificio se remplazo algunos muros de albañilería con muros de concreto el aporte de rigidez es considerable tanto que se puede eliminar algunos muros interiores de corta longitud sin que este afecte la rigidez del edificio. Pero la configuración estructural es sensible si se incrementa un nivel mas disminuyendo la rigidez en aproximadamente en un 50%.

En el segundo edificio de configuración Híbrida (Aporticado mas muros de albañilería-AFA) de 7 pisos, al considerar la interacción suelo estructura se vio un incremento de los esfuerzos en la mayoría de los elementos estructurales, en caso de la reacción del suelo por la acción sísmica se ve reducido, el cual sería apto para el diseño por acción sísmica de la cimentación.

En este mismo edificio al verificar cuando cumple la condición de columna fuerte y viga débil se ha observa que la mayor formación de rotulas plásticas se garantiza en la vigas que en las columnas para evitar fallas frágiles en cambio cuando no se cumple con la verificación la existe más elementos columna con formación de rotulas plásticas, por lo tanto con verificar la condición de columna fuerte y viga débil se garantiza el buen desempeño estructural del edificio.

ÍNDICE**AGRADECIMIENTOS****DEDICATORIA****RESUMEN****INDICE**

CAPÍTULO I: INTRODUCCION	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 MOTIVACIÓN	3
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	6
1.3.1 Problema Principal	6
1.3.2 Problemas Secundarios	6
1.4 OBJETIVOS	7
1.4.1 Objetivo General	7
1.4.2 Objetivos Específicos	7
1.5 HIPÓTESIS	8
1.5.1 Hipótesis Global	8
1.5.2 Hipótesis Secundarios	8
1.6 METODOLOGIA	9
CAPÍTULO II: MARCO TEORICO	10
2.1 INTRODUCCIÓN AL MARCO TEORICO	10
2.2 ARQUITECTURA DE VIVIENDAS MULTIFAMILIARES	11
2.2.1 Condiciones de Diseño	11
2.2.2 Tipología	12
2.2.3 Ductos de ventilación	12

2.2.4 Circulación vertical	12
2.3 SISTEMA ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS MULTIFAMILIARES	13
2.3.1 Sistema Estructural de Albañilería Armada	13
2.3.2 Sistema Estructural de Albañilería Confinada	14
2.3.2.1 Componentes estructurales de albañilería confinada	14
2.3.3 Requisitos Estructurales Mínimos En Albañilería Confinada	16
2.3.3.1 Diafragma Rígido	16
2.3.3.2 Muros Portantes	17
2.3.3.3 Elementos de Confinamiento	20
2.3.4 Sistema Estructural de Concreto Armado	22
2.3.4.1 Componentes estructurales mínimos de concreto armado	22
2.3.5 Sistema Estructural Híbrida	29
2.3.5.1 Albañilería de relleno en pórticos de concreto armado	30
2.3.5.2 Modelamiento Estructural De Edificaciones Híbridas.	31
2.3.5.2.1 Modelamiento Estructural Del Tabique-Pórtico	31
2.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	32
2.4.1 Estructuras Regulares	33
2.4.2 Estructuras Irregulares	33
2.4.2.1 Irregularidad Estructural en Altura	33
2.4.2.2 Irregularidad Estructural en Planta	36
2.5 SISMICIDAD EN PERU Y AYACUCHO	39
2.5.1 Parámetros Sísmicos De Sitio Para Análisis Sismoresistente Según Norma E.030	43
2.5.2 Aceleración Espectral Elástica e Inelástica	49

2.6 PREDICCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO MAXIMO Y PUNTO DE FLUENCIA EN PROCEDIMIENTOS LINEALES APROXIMADOS	50
2.6.1 Rigidez efectiva de los elementos	51
2.6.2 Análisis por fuerza lateral equivalente o procedimiento estático lineal	52
2.6.3 Análisis modal de respuesta espectral o procedimiento dinámico lineal	54
2.6.4 Desplazamiento máximo.	55
2.6.5 Punto de Fluencia	56
2.7 ANALISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA	58
2.7.1 Métodos De Análisis Estructural	58
2.7.1.1 Método De La Columna Ancha	59
2.7.1.2 Método De Elementos Finitos	59
2.7.2 Solicitaciones Sísmicas	60
2.7.2.1 Sismo Severo.	60
2.7.2.2 Sismo Moderado.	60
2.7.3 Análisis Sísmico	60
2.7.3.1 Análisis Dinámico	60
2.7.3.2 Análisis Estático	62
2.7.3.3 Desplazamientos Laterales Permisibles	64
2.7.3.4 Fuerza Cortante Mínima En La Base	64
2.7.4 Desempeño ante Sísmico Moderado y Severo	65
2.8 DISEÑO DE EDIFICIOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA	66
2.8.1 combinación de cargas para diseño de muros de albañilería	66
2.8.2 combinación de cargas para diseño de elementos de concreto armado	66
2.8.3 Diseño De Muros Portantes De Albañilería	66

2.8.3.1 Recubrimiento mínimo del refuerzo de los elementos de confinamiento	67
2.8.3.2 Datos para el diseño del muro	68
2.8.3.3 Diseño por compresión Axial	68
2.8.3.4 Diseño por corte ante sismo moderado	69
2.8.3.5 Diseño por corte ante sismo severo	69
2.8.3.6 Verificación de la resistencia al corte del edificio	70
2.8.3.7 Diseño de las columnas Extremas de confinamiento	71
2.8.3.8 Diseño de las columnas Internas de confinamiento	74
2.8.3.9 Diseño de las vigas soleras de confinamiento	75
2.8.3.10 Diseño para cargas ortogonales al plano del muro	76
2.9 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUPERESTRUCTURA	77
2.9.1 Recubrimiento mínimo del refuerzo	78
2.9.2 Categoría de diseño sísmico (CDS)	79
2.9.3 Diseño De Los Muros Estructurales	80
2.9.3.1 Datos para el diseño del muro	81
2.9.3.2 Diseño por compresión	81
2.9.3.3 Diseño por flexo-compresión	82
2.9.3.4 Requerimiento De Confinamiento Para Muros	84
2.9.3.4.1 Acero Longitudinal En La Zona De Confinamiento	85
2.9.3.4.2 Acero Transversal En La Zona De Confinamiento	86
2.9.3.5 Diseño Por Corte	87
2.9.4 Diseño De Columnas	90
2.9.4.1 Consideraciones particulares del diseño	90

2.9.4.2 Diseño por flexocompresion	90
2.9.4.3 Diseño por corte	91
2.9.4.3.1 Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas	92
2.9.5 Diseño De Las Vigas De Acoplamiento	92
2.9.6 Diseño De Las Vigas Especiales Resistentes A Momento	94
2.9.6.1 Datos para el diseño de viga	94
2.9.6.2 Diseño Por Flexión	94
2.9.6.3 Diseño Por Corte	98
2.9.6.4 Corte Del Acero De Refuerzo	101
2.9.7 Diseño De Las Losas Aligeradas En Una Dirección	102
2.9.7.1 Datos para el diseño de losa aligerada	102
2.9.7.2 Análisis estructural	103
2.9.7.3 Verificación De La Deflexión Máxima Admisible	105
2.9.7.4 Diseño por flexión	106
2.9.7.5 Diseño por corte	107
2.10 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUBESTRUCTURA	108
2.10.1 Características del terreno	108
2.10.2 Calculo de la capacidad portante del terreno	109
2.10.3 Cálculo del módulo de corte efectivo y de subrasante	110
2.10.4 Calculo y diseño de la cimentación	112
2.10.4.1.-Verificacion de asentamientos permisibles	112
2.10.4.2.-Verificacion Del Volado Máximo De Las Cimentaciones	113
2.10.4.3.-Cimentación Corrida Para Muros De Albañilería	113

2.10.4.4.-Cimentación Corrida Para Muros De Concreto	113
2.11.-ANALISIS DEL PERFORMANCE	116
2.11.1.-Viga Débil Y Columna Fuerte	116
2.11.2.-Interaccion Suelo Estructura (ISE)	116
2.11.2.1.-Funciones de impedancia, rigidez, traslación	117
2.11.2.2.-Efecto Cinemática En La Interacción Suelo-Estructura	118
2.11.2.3.-Amortiguamiento En La Cimentación Por La Interacción Suelo-Estructura	118
2.11.3.-Diseño Por Desempeño De Elementos Estructurales De Concreto Armado	120
2.11.3.1.-Incorporación De Características No Lineales Del Material	120
2.11.3.2.1.- Modelamiento De Las Vigas	121
2.11.3.2.2.- Modelamiento De Las Columnas	121
2.11.3.2.3.- Modelamiento Muros De Albañilería	122
2.11.3.2.-Consideraciones Para El Análisis	124
2.11.3.2.1.-Nodo de control	124
2.11.3.2.2.-Patrones de carga lateral	124
2.11.3.2.3.- Peligro sísmico-Espectro de demanda	124
2.11.3.2.4.- Secuencia de degradación de los elementos estructurales.	125
CAPÍTULO III: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	126
3.1 INTRODUCCIÓN A LA ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	126
3.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTONICO	128
3.2.1 Ubicación	128
3.2.2 Características Principales	128
3.2.3 Proyecto arquitectónico	131



3.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN	133
3.4 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES	133
3.4.1 Albañilería	133
3.4.2 Concreto Armado	135
3.4.3 Acero	136
3.5 ESTRUCTURACION	136
3.5.1 Estructuración del edificio de albañilería confinada	137
3.5.1.1 Muros portantes	137
3.5.1.2 Diafragma Rígido	139
3.5.1.3 Elementos de confinamiento vertical y horizontal	140
3.5.1.4 Configuración estructural	141
3.5.2 Definición de cargas	142
3.5.2.1 Carga Muerta	142
3.5.2.2 Sobrecarga	144
3.5.3 Metrado de peso del Edificio-01	145
3.5.3.1 Metrado de peso de Muros	146
3.5.3.2 Metrado de pesos de Vigas	149
3.5.3.3 Metrado de pesos de Losa Aligerada	152
3.5.3.4 Resumen de Pesos	153
3.5.4 Estructuración De Edificios De Concreto Armado	155
3.5.4.1 Vigas	156
3.5.4.2 Columnas	156
3.5.4.3 Muros De Albañilería	157
3.6.- DEFINICION DE ESPECTRO SISMICO	158

CAPÍTULO IV: MODELAMIENTO Y ANALISIS SISMICO	159
4.1 INTRODUCCIÓN AL MODELAMIENTO Y ANÁLISIS SÍSMICO	159
4.2 MODELAMIENTO DE EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	160
4.2.1 Edificio De Albañilería Confinada De 5 Pisos Con Material De Fabricación Artesanal (AFA)	160
4.2.1.1 Modelamiento Sismoresistente	161
4.2.1.2 Control de deriva Inelástica y regularidad torsional	161
4.2.1.3 Índice de Estabilidad	165
4.2.1.4 Modos de Vibración y periodo fundamental	166
4.2.1.5 Fuerza Cortante de análisis Estático	168
4.2.1.6 Fuerza Cortante de análisis Dinámico	168
4.2.1.7 Factor de Escala	169
4.2.2 Edificio De Albañilería Confinada De 5 Pisos Con Material De Fabricación Industrial (AFI)	169
4.2.2.1 Configuración estructural final	170
4.2.2.2 Control de Deriva	170
4.2.2.3.- Modos de Vibración	171
4.3 MODELAMIENTO DE EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS MÁS MUROS DE ALBAÑILERÍA DE FABRICACIÓN ARTESANAL.	172
4. 3.1 Configuración estructural	172
4. 3.2 Control De Deriva Inelástica Y Regularidad Torsional	173
4. 3.3 Índice De Estabilidad De Acuerdo A La Norma E.030	175
4. 3.4 Modos De Vibración Y Periodo Fundamental	176
4. 3.5 Fuerza Cortante De Análisis Estático	176
4. 3.6 Fuerza Cortante De Análisis Dinámico	177

4. 3.7 Factor De Escala	178
CAPÍTULO V: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	179
5.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	179
5.2 DISEÑO DE EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	180
5.2.1 Combinación de Cargas para diseño de muros de albañilería.	181
5.2.2 Diseño De Muros De Albañilería Y Elementos Confinantes	182
5.2.2.1 Datos para el diseño del muro	182
5.2.2.2 Diseño por compresión Axial	183
5.2.2.3 Diseño por corte ante sismo moderado	183
5.2.2.4 Diseño por corte ante sismo severo	183
5.2.2.5 Diseño de las columnas extremas de confinamiento	184
5.2.2.6 Diseño de las columnas internas de confinamiento	186
5.2.2.7 Diseño de las vigas soleras de confinamiento	186
5.2.2.8 Diseño para cargas ortogonales al plano del muro	188
5.2.3 Diseño De Los Elementos De Concreto Armado De La Superestructura	189
5.2.3.1 Combinación de Cargas para diseño de elementos de concreto armado	189
5.2.3.2 Categoría de diseño sísmico	189
5.2.3.3 Diseño De Los Muros Estructurales	190
5.2.3.3.1 Datos para el diseño del muro	190
5.2.3.3.2 Diseño por compresión	190
5.2.3.3.3 Diseño por Flexo compresión	190
5.2.3.3.4 Diseño por Fuerza Cortante	194
5.2.3.4 Diseño De Las Vigas Especiales Resistentes A Momentos	198

5.2.3.4.1 Datos para el diseño de la viga	198
5.2.3.4.2 Diseño por flexión	198
5.2.3.4.3 Diseño por corte	202
5.2.3.4.4 Corte de acero longitudinal	204
5.2.3.5 Diseño De Las Losas Aligeradas En Una Dirección	205
5.2.3.5.1 Datos para el diseño de la losa aligerada	205
5.2.3.5.2 Diseño por flexión	205
5.2.3.5.3 Diseño por corte	209
5.2.4 Diseño De Los Elementos De Concreto Armado De La Subestructura	211
5.2.4.1 Características del terreno	211
5.2.4.2 Obtención de la capacidad portante del terreno	211
5.2.4.3 Predimensionamiento De La Cimentación Corrida De Los Muros De Albañilería	215
5.2.4.4 Predimensionamiento de Zapatas de los muros de concreto armado.	215
5.2.4.5 Cálculo Del Módulo De Corte Efectivo	216
5.2.4.6 Modelamiento de la cimentación con el programa SAFE	218
5.2.4.6.1.-Verificacion de la capacidad portante y Del Asentamientos Permisibles	218
5.2.4.6.2.-Verificacion Del Volado Máximo De Las Cimentaciones	221
5.2.4.7 Diseño De Las Zapatas De Los Muros De Concreto	222
5.2.4.7.1 Diseño por flexión	222
5.2.4.7.2 Diseño por corte	223
5.3 DISEÑO DE EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS MÁS MUROS DE ALBAÑILERÍA DE FABRICACIÓN ARTESANAL	225
5.3.1 Combinación De Cargas Para Diseño De Elementos De Concreto Armado.	225
5.3.2 Categoría De Diseño Sísmico (CDS)	225

5.3.3 Verificación De La Resistencia A La Rotura De Los Muros De Albañilería	226
5.3.4 Diseño De Los Muros Estructurales	227
5.3.4.1 Datos Para El Diseño Del Muro	227
5.3.4.2 Diseño Por Compresión	227
5.3.4.3 Diseño Por Flexo Compresión	227
5.3.4.4 Diseño por Fuerza Cortante	231
5.3.5 Diseño De Columnas	235
5.3.5.1 Consideraciones particulares del diseño	235
5.3.5.2 Diseño por flexocompresion	236
5.3.5.3 Diseño por corte	236
5.3.6 Diseño De Las Vigas Especiales Resistentes A Momento	238
5.3.6.1 Datos para el diseño de la viga	238
5.3.6.2 Diseño Por Flexión	239
5.3.6.3 Diseño Por Corte	242
5.3.7 Diseño De Las Losas Aligeradas En Una Dirección	245
5.3.7.1 Datos para el diseño de la losa aligerada	245
5.3.7.2 Verificación De La Deflexión Máxima Admisible	246
5.3.7.3 Diseño Por Flexión	247
5.3.7.4 Diseño Por Corte	248
5.3.8 Diseño De Los Elementos De Concreto Armado De La Subestructura	250
5.3.8.1 Características Del Terreno	250
5.3.8.2 Predimensionamiento De Zapatas	250
5.3.8.3 Verificación de la capacidad portante del terreno con el programa SAFE	253
5.3.8.4 Verificación del asentamiento diferencial con el programa SAFE	255

5.3.8.5 Diseño por corte.	255
5.3.8.6 Diseño por Punzonamiento	256
5.3.8.7 Diseño por Flexión	257
CAPÍTULO VI: ANALISIS DE PERFORMANCE	259
6.1 INTRODUCCIÓN DEL ANÁLISIS DE PERFORMANCE	259
6.2 SENSIBILIDAD EN LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA.	260
6.2.1 Sensibilidad De La Configuración Estructural Por Número De Pisos Como Máximo-AFA.	260
6.2.2 Sensibilidad De La Configuración Estructural de 5 pisos.	263
6.3 VERIFICACION DE LA RESITENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO-01 DE ALBAÑILERÍA CONFINADA (AFA)	267
6.4 DESPLAZAMIENTO MAXIMO Y PUNTO DE DESEMPEÑO APROXIMADO EN PROCEDIMIENTOS LINEALES-ALBAÑILERÍA CONFINADA	268
6.4.1 Punto de Fluencia	268
6.4.2 Desplazamiento máximo	270
6.4.3 Comparación Del Procedimiento Dinámico Lineal	271
6.5 REVISIÓN DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL	272
6.6.-INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (ISE)	278
6.6.1 cálculo de las funciones de impedancia, rigidez traslacional y rotacional de los resortes de apoyo en la base.	278
6.6.2 Efecto Cinemática En La Interacción Suelo-Estructura	281
6.6.2.1 Amortiguamiento en la cimentación por la interacción suelo-estructura	281
6.6.2.2 Espectro Escalado Por Efecto Cinemática En ISE	283
6.6.3 Resultados Del Análisis Estructural Con Base Flexible E Interacción Suelo Estructura	284
6.6.4 Verificación de las Fuerza de reacción con base flexible y base Rígida	286

6.6.5 Resultados De Verificación De Diseño Con Base Flexible E Interacción Suelo Estructura	287
6.7 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y PUNTO DE DESEMPEÑO APROXIMADO EN PROCEDIMIENTOS LINEALES	288
6.7.1 Punto De Fluencia	288
6.7.2 Comprobación Del Procedimiento Dinámico Lineal	290
6.8 DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	291
6.8.1 Incorporación De Características No Lineales Del Material	291
6.8.1.1 Modelamiento De Columnas, Vigas Y Puntal Diagonal	291
6.8.2 Consideraciones Para El Análisis	292
6.8.2.1 Nodo de control y patrones de carga lateral	292
6.8.2.2 Peligro Sísmico	293
6.8.3 Resultados Del Análisis Por Desempeño	293
6.8.3.1 Obtención Del Punto De Demanda Mediante Etabs Con Patrón De Carga Distribuida	293
6.8.3.2 Secuencia De Degradación De Los Elementos Estructurales	295
6.8.3.3 Obtención Del Punto De Desempeño Mediante Etabs Usando Como Patrón De Carga Del Primer Modo	298
6.8.3.3.1 Respuesta Del Edificio Ante Los Tres Niveles De Demanda Sísmica	298
6.8.3.3.2 Calificación Del Desempeño	299
6.8.3.3.3 Secuencia De Degradación De Los Elementos Estructurales	300
6.8.3.3.4 Resumen	304
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	305
7.1 CONCLUSIONES	305
7.2 RECOMENDACIONES	311

REFERENCIA**312****ANEXOS**

Verificación De Resistencia De Los Muros De Albañilería Con Unidades De AFA
Con La Norma E.070

Diseño De Columnas Exteriores

Diseño De Columnas Interiores

Diseño De Vigas Solera

Diseño A Flexión De Vigas De Acople

PLANO: A-01. Arquitectura De Propuesta Inicial Edificio-01 Y Edificio-02

PLANO: E-01. Estructuras-Cimentaciones-Edificio-01

PLANO: E-02. Estructuras-Columnas-Edificio-01

PLANO: E-03. Estructuras-Vigas Y Losa Aligerada-Edificio-01

PLANO: E-04. Estructuras-Cimentaciones-Edificio-02

PLANO: E-05. Estructuras-Columnas-Edificio-02

PLANO: E-06. Estructuras-Vigas Y Losa Aligerada-Edificio-02

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

La albañilería ha sido y es uno de los materiales más utilizados en Latinoamérica y en Perú en particular, en la construcción de viviendas del tipo unifamiliar de uno a tres pisos y de edificios del tipo multifamiliar de baja altura, no más de cinco pisos, para familias de bajos ingresos.

Normatividad

Aproximadamente antes de 1940 se construyeron viviendas con unidades macizas los muros portantes y no portantes cuyo espesor eran de 25cm. Pero a partir de 1940 aproximadamente se introdujo las columnas de concreto armado como elementos confinantes para los muros portantes. Este tipo de refuerzo en la albañilería en el Perú aún carecía de estudios experimentales y de ingeniería. Luego, la necesidad de mayores espacios en construcciones urbanas llevó al uso de muros más delgados, de 0.15m o menos, reduciendo la densidad de muros (área de muros respecto al área en planta) [Ref.1.1].

El Reglamento Nacional De Construcciones aprobado por D.S. N° 039-70-VI de 1970 y N° 063-70-VI (10ma. Edición de Bonilla, 1980) es el primer documento que indica cómo proyectar las “Construcciones con paredes portantes de ladrillos”, sometidas a cargas gravitatorias y sísmicas. [Ref.1.1].

En 1982 se promulgó la primera norma moderna de diseño y construcción de albañilería

(ININVI), la que tenía algo de respaldo experimental pero que adolecía aún de temas no investigados en las condiciones peruanas de materiales y mano de obra. Esta norma permitió a los ingenieros proyectar y construir edificios de hasta 5 pisos de albañilería confinada de 0.15m de ancho, [Ref.1.1].

Norma de Albañilería E-070 (2006). Aprobado por D. S. N° 011-2006 - VIVIENDA del 5 de mayo del 2006, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) reemplaza en todas sus partes al Reglamento Nacional de Construcciones RNC de 1970 y complementos. En esta norma E.070 que contiene 10 capítulos. Respecto a la norma anterior de 1982 hay modificaciones en los materiales, procedimientos de construcción, estructuración, análisis y diseño estructural, e introduce el efecto de interacción tabique pórtico. [Ref.1.1].

Albañilería en el mundo

En 1994, el *American Concrete Instituto* (ACI, por sus siglas en inglés) edita un libro sobre La mampostería en siete países en el continente americano: Canadá, Colombia, Costa Rica, Chile, Estados Unidos, México y Perú. Se abordan temas como a) Prácticas constructivas, b) Practicas de diseño, c) Daños debido a sismos, d) Técnicas de evaluación y refuerzo, e) Investigación. [Ref.1.2].

Crisafulli (1997) lleva a cabo una extensa recopilación bibliográfica de trabajo experimental realizado en el mundo, con énfasis en Latinoamérica, propone un modelo de comportamiento cíclico de la mampostería el cual calibra pruebas de laboratorio y lo incluye como un elemento en el software llamado Ruaumoko, [Ref.1.3].

Holmberg y Araneda (2007) presentan una descripción general de las mamposterías en Chile y realizan una comparación de las normas chilenas de diseño con normas similares del resto de los países de la región (Colombia, Estados Unidos, México y Perú). Del trabajo, se observa que existe una gran dispersión tanto en las características de los materiales como en las disposiciones de diseño empleadas, [Ref.1.4].

Albañilería en el Perú

En el Perú encontramos las abundantes investigaciones hechas por el Ing. Ángel san Bartolomé en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Conjuntamente con el Ing. Daniel Quiun y Wilson Silva.

1.2 MOTIVACIÓN

Las ciudades de Ayacucho se encuentran actualmente en desarrollo urbano y donde existe mayor desarrollo de la construcción (viviendas) Según las Fuentes: INEI - Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda, y gran parte de las edificaciones que se construyen hoy en Ayacucho tienen el sistema de configuración estructural de albañilería confinada o la combinación de esta con el sistema Aporticado, y estas edificaciones en su mayoría son viviendas de auto construcción, mal configurados. Debiéndose esta situación a la realidad económica de la región Ayacucho, hace que un gran número de familias con limitados recursos opte por la autoconstrucción, como único medio económicamente factible para la construcción de sus viviendas. Este hecho, que parece ser común y cotidiano, se convierte en un problema, cuando los terremotos, debido a las deficiencias constructivas y estructurales de este tipo de edificaciones, dejan a miles de familias sin hogar, además de cobrar otras tantas vidas humanas, recordando que la ciudad de Ayacucho se encuentran en una zona de actividad sísmica intermedia (zona 2, según la NTE E.030).

Las edificaciones multifamiliares en la ciudad de Ayacucho actualmente en su mayoría construidas en terrenos cuyas dimensiones en promedio son de $8.0 \times 20m$, se encuentran en desarrollo vertical (actualmente edificios de 7 pisos), estos edificios en su mayoría carecen de rigidez en la fachada, por cuestiones arquitectónicas o por la poca dimensión del terreno, las cuales le hacen más vulnerables ante acciones sísmicas. Como los que se pueden apreciar en las Figuras



Figura1.1: Edificio de 5 pisos Sec. Maravillas, Edificio de 4 pisos Sector público

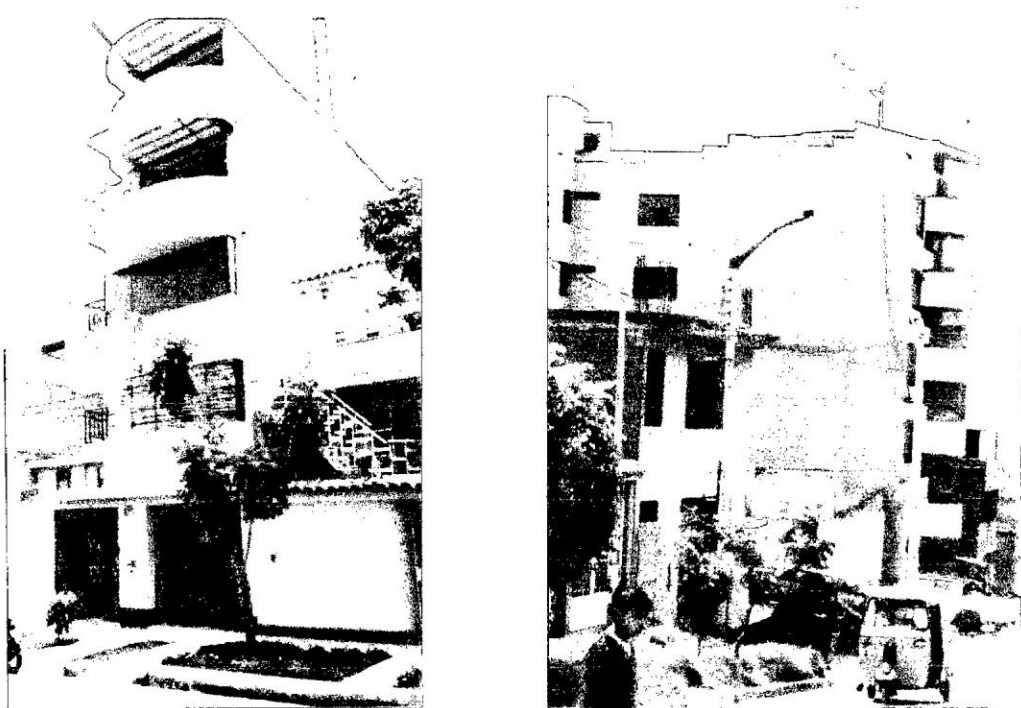


Figura1.2: Edificio de 5 pisos Av. A.J. Sucre, Edificio La Torre de 6 pisos Av. 26 Enero



Figura 1.4: Falla por comportamiento **no dúctil** de las vigas de concreto armado
(Piso Débil)

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.3.1 Problema Principal

Como mejorar la configuración estructural para obtener mayor rigidez y resistencia de edificios de albañilería confinada con unidades de fabricación artesanal y como evitar fallas frágiles debido a fallas de columnas en edificios de tipo híbrido (pórticos de concreto armado mas muros de albañilería).

1.3.2 Problemas Secundarios

- a. A pesar que la norma E.070 limita los edificios de albañilería con unidades de fabricación artesanal en la zona 2 y 3 para muros portantes hasta dos pisos, pero en la realidad existe un gran número de viviendas con este material como muros portantes o muros dando rigidez a pórticos de concreto armado existiendo hasta la actualidad de 6 pisos en la ciudad de Ayacucho, entonces estos edificios estarán cumpliendo con los controles mínimos de rigidez y resistencia.
- b. Existe un gran número de viviendas que tienen 8.0m de ancho y 20m de largo en planta, los muros en la dirección frontal son muy cortos, poco resistentes, y peor aun con unidades de albañilería de fabricación artesanal brindan una insuficiente rigidez estruc-

tural en dicha dirección, siendo así los muros de la fachada los mas críticos, como se ha observado en los edificios de albañilería que fallaron ante eventos sísmicos.

- c. El modelamiento estructural con interacción suelo estructura en qué casos se debería de considerar favorable o desfavorable de las respuestas estructurales.
- d. Se ha visto que si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencias por flexión en ambos extremos de todas las columnas y ocasionan falla frágil que puede conducir al colapso, en edificios de tipo híbrido (pórticos de concreto armado mas muros de albañilería).

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivos Generales

Proponer una configuración estructural rígida y resistente a movimientos sísmicos severos, en base a una arquitectura en común y con representación aproximada de viviendas multifamiliares de autoconstrucción de albañilería confinada y de tipo Híbrido, de forma tal que pueda ser replicada por familias con escasos recursos económicos.

1.4.2 Objetivos Específicos

- a. Verificar la sensibilidad de la configuración estructural con unidades de albañilería de fabricación artesanal y de fabricación industrial.
- b. Verificar la sensibilidad de la configuración estructural con unidades de albañilería de fabricación artesanal, remplazando aquellos muros críticos con muros de concreto armado.
- c. Adaptar los modelos de Interacción Suelo-Estructura de las normas ATC 40 y FEMA356 a fin de obtener un comportamiento más cercano a la realidad, para lo cual se desarrollaran los parámetros necesarios para el desarrollo de las teorías existentes.

- d. Verificar el desempeño estructural cuando cumple el criterio de Columna fuerte y Viga débil, dirigiendo la formación de daños a vigas y cuando no se cumple este criterio de Columna fuerte y Viga débil.

1.5 HIPÓTESIS

1.5.1 Hipótesis Global

Suficiente rigidez y resistencia con el cambio algunos muros de albañilería por muros de concreto armado en edificios de albañilería confinada y mejor desempeño estructural en edificios tipo Híbrido (pórticos de concreto armado mas muros de albañilería) mayor formación de rotulas plásticas en vigas que en columnas.

1.5.2 Hipótesis Secundario

- a. Menor rigidez y resistencia con unidades de albañilería de fabricación artesanal y mayor rigidez y resistencia con unidades de albañilería de fabricación Industrial.
- b. Mayor rigidez y resistencia del edificio con la incorporación de muros de concreto armado y la insuficiente resistencia y rigidez que proveen los muros internos de albañilería de corta longitud.
- c. Reducción en la reacción del suelo, el incremento de esfuerzos en los elementos estructurales y el incremento del control de deriva.
- d. El buen comportamiento de las uniones viga columna (Columna fuerte y Viga débil) garantiza la mayor formación de articulaciones en las vigas que en las columnas que son parte importante en el buen desempeño estructural de Edificios

1.6 METODOLOGIA

- 1.- Recopilar información, material, publicaciones y otros referentes al tema.
- 2.- Optar por los resultados de sus propiedades mecánicas de investigaciones de tesis de la UNSCH, acerca del material de albañilería de fabricación artesanal en la ciudad de Ayacucho.
- 3.- Optar por los resultados de las propiedades geotécnicas del suelo de investigaciones de tesis de la UNSCH, acerca de capacidad de carga admisible de los suelos del área urbana del distrito de Ayacucho.
- 4.- Se seleccionó un terreno típico de la ciudad de Ayacucho y en muchas zonas urbanas de las ciudades del Perú lotes de (8.0mX20m)
- 5.- Se analizan dos edificios en una arquitectura en común de representación aproximada de viviendas de autoconstrucción, el primer edificio se analiza con materiales de albañilería de fabricación artesanal y de fabricación industrial, el segundo edificio se analiza un edificio de 7 pisos Aporticado con muros de albañilería confinada de fabricación artesanal.
- 6.- Los edificios en estudio se analizan y se diseñan con la norma nacional vigente con ayuda del módulo de diseño automatizado del *software* estructural ETABS 9.6 y SAFE 12.1.1.
- 7.- Adaptar el material del contenido del documento FEMA 356 y ATC 40 para el análisis de interacción suelo estructura y la verificación del desempeño estructural en edificios de tipo Híbrido, solo considerando rotulas plásticas en vigas y columnas y no en muros por la complejidad de esta.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. INTRODUCCIÓN AL MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presentan las definiciones necesarias para la comprensión del trabajo; El sistema de estructuración de albañilería confinada es uno de los sistemas más usados para vivienda unifamiliares, multifamiliares y en general para edificios de varios pisos (1-7 pisos en Ayacucho y en Lima los edificios del “*damero de gamarra*”). A pesar que la norma E.070 (Artículo 27 del Capítulo 8) indica una altura máxima de 15m o 5 pisos. Porque se desconoce el comportamiento sísmico de este tipo de estructura para alturas mayores, es decir mayores a 5 pisos. Ante esta necesidad se requieren más estudios de los que ya existen como los del Ing. Jesús Humberto Arango T. (2001-Colombia), cervantes y Jean R. (2009-Mexico), en Perú no existen estudios de edificios altos de Albañilería confinada.

En este capítulo se describen paso a paso las ecuaciones utilizadas en el diseño de los muros de albañilería confinada, como también el diseño de sus elementos confinantes, verticales y horizontales, en caso de muros de concreto armado se describe el proceso de diseño considerando las normas E.060-2009 y la norma del ACI 318 08. Y se describen las tablas de diseño que arrojan el programa Etabs, de la misma manera se describen los procesos de diseño para columnas, vigas y zapatas.

Para el diseño de cimentaciones se describen las ecuaciones a utilizar para el cálculo de los coeficientes de balasto para luego utilizarlos en los diseños de la cimentación en el programa SAFE, también se describen las ecuaciones que indican el FEMA 356, ATC 40 y el UBC 97 para el modelamiento de interacción suelo estructura, en la tesis con fines de comparar los esfuerzos, deformaciones y cargas en la estructura.

Finalmente se describe los procedimientos para la realización de un análisis no lineal (Pushover), el análisis no lineal que desarrollaron como herramienta para descubrir la **vulnerabilidad** presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos. Estos métodos son temas de amplia investigación que requieren conocimientos más profundos del comportamiento dinámico de una estructura con degradación de rigidez en sus elementos estructurales, en esta tesis no es el objetivo principal a desarrollar el método de análisis no lineal, solo será usado como una verificación de que pasaría si no se considerara el cumplimiento de columna fuerte/viga débil.

2.2. ARQUITECTURA DE VIVIENDAS MUTIFAMILIARES

La norma A.020 de Vivienda, califica a las viviendas multifamiliares cuando se trate de dos o más viviendas en una sola edificación y donde el terreno es de propiedad común.

2.2.1 Condiciones De Diseño.

Las condiciones mínimas de diseño deberán cumplir con lo establecido en la norma A.010 y A.020, pero cabe indicar que las condiciones mínimas establecidas en la norma se cumplen con lotes de área mínima de 450m² y frente mínima de lote 15m, según la Norma TH.010 Habilitaciones Urbanas, pero en la ciudad de huamanga que es el lugar donde se ubica el edificio proyectado, los lotes en su mayoría son de áreas de 140 a 200m², en estos terrenos de área indicada se están construyendo edificios multifamiliares, debido a que no existen programas de viviendas multifamiliares y/o conjuntos residenciales para satisfacer la demanda de viviendas.

2.2.2 Tipología

TIPO FLAT: Vivienda constituida por una sola planta con acceso directo puede ser de 01 dormitorio, 02 o 03 dormitorios.

TIPO DUPLEX: Vivienda constituida por la unión de dos pisos superpuestos, conectados interiormente por una escalera.

2.2.3 Ductos De Ventilación

Ductos de ventilación para sanitario: 0.48m² o (0.60x0.80m)

Pozos de iluminación debe tener: 2.2m como mínimo

Ductos y cuartos de Basura para edificios mayores a 5 pisos: 0.50X0.50m

2.2.4 Circulación Vertical

La distancia desde cualquier punto. En el interior de una edificación a una circulación vertical que conduzca directamente al exterior será como mínimo de 25m

ASCENSORES:

Los edificios de 5 a más pisos deben contemplar ascensor.

Dimensiones mínimas de las cabinas del ascensor es: Ancho=1.50m y Profundidad 1.40m

ESCALERA:

El ancho mínimo de una escalera será de 1.20m

Los tramos de la escalera deben tener un máximo 18 gradas

El tamaño mínimo de paso es de 25cm y del contrapaso máximo es de 18cm

2.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE VIVIENDAS MULTIFAMILIARES

La norma E.030 establece que un sistema estructural se clasificara según los materiales usados y el sistema de estructuración Sismoresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la tabla N° 01:

SISTEMAS ESTRUCTURALES
<u>Acero</u>
Pórticos Dúctiles con uniones resistentes a momentos
<i>Otras Estructuras de Acero</i>
Arriostres Excéntricos
Arriostres en Cruz
<u>Concreto Armado</u>
Pórticos
Dual
Muros Estructurales
Muros de Ductilidad Limitada
<u>Albañilería</u>
Armada
Confinada
<u>Madera</u>

Tabla 2.1: Sistemas Estructurales

Las viviendas multifamiliares en su mayoría predomina el sistema estructural de albañilería confinada, dual (pórticos y muros de corte) y en los últimos años de muros de ductilidad limitada, En la ciudad de huamanga la mayor parte de las edificaciones multifamiliares son de Albañilería confinada en una dirección y en la otra de pórticos de concreto armado o estos dos sistemas se combinan en ambas direcciones, teniéndose edificios de 6 pisos hasta el momento, por esta razón nos enfocaremos en este estudio al sistema estructural de Albañilería confinada y edificios de tipo Híbrido.

2.3.1 Sistema Estructural De Albañilería Armada

Es aquella que ha sido construida con unidades de albañilería, de forma tal que se pueden colocar refuerzos horizontal y vertical, a través de orificios presentes en estas. Este refuerzo es adherido a la albañilería mediante mortero, formando un conjunto unitario similar en

cuanto a comportamiento con el concreto, actuando conjuntamente para resistir esfuerzos.

[Ref. 2.12].

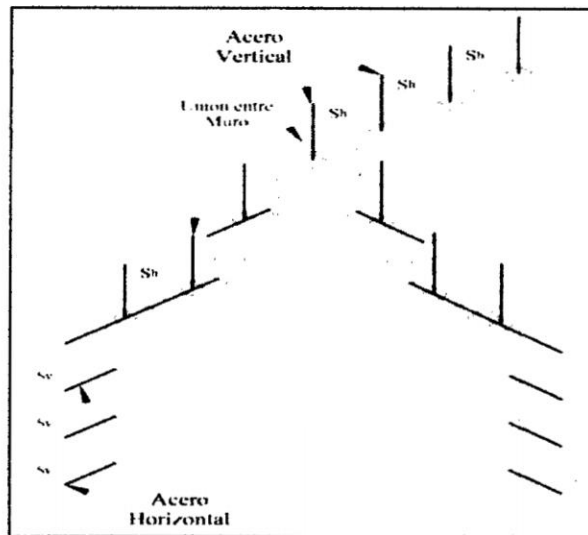


Figura 2.1: Elementos del sistema estructural de albañilería confinada

2.3.2 Sistema Estructural De Albañilería Confinada

Este sistema de estructuración es tradicionalmente empleado en casi todo el Perú para la construcción de edificios hasta 5 pisos, de viviendas Uni o Multifamiliares, hoteles, etc.

Es aquel tipo de sistema estructural en que se utilizan piezas de ladrillo rojo de arcilla horneada o bloques de concreto, de modo que los muros quedan bordeados en sus cuatro lados, por elementos de concreto armado. [Ref. 2.1].

2.3.2.1 Componentes Estructurales De Albañilería Confinada

La estructura de las edificaciones de albañilería que tradicionalmente se emplea en el Perú y la ciudad de huamanga está compuesta usualmente, en secuencia de construcción, por.

- | | |
|------------------------------------|--------------------------|
| 1.- Cimentación corrida | 6.- Viga dintel (acople) |
| 2.- Sobrecimiento. | 7.- Losa de techo |
| 3.- Muros de albañilería confinada | |
| 4.- Columnas de confinamiento | |
| 5.- Vigas soleras | |

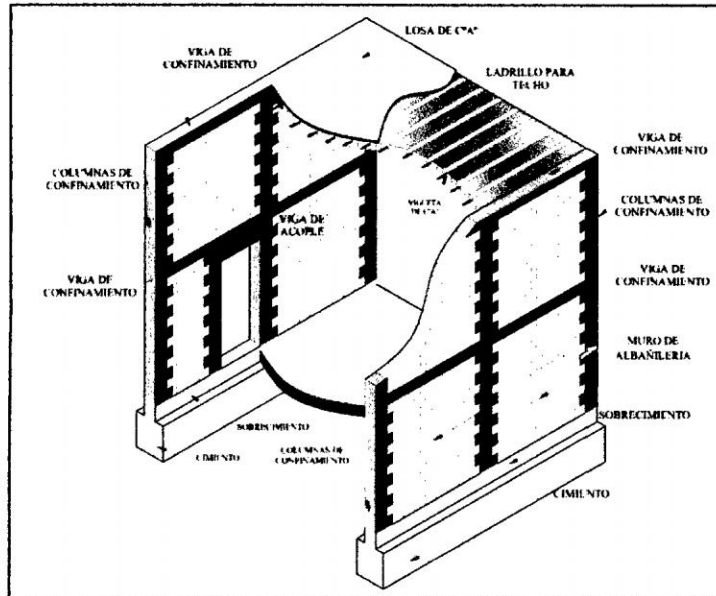


Figura 2.2: Elementos del sistema estructural de albañilería confinada

1.- Cimentación corrida.-son utilizados en suelos de calidad intermedia o de buena calidad, se excavan zanjas con ancho mínimo de $B=40\text{cm}$, se diseñan estructuralmente de forma que los esfuerzos actuantes en su base producto de la carga axial y el momento flector actuante en el muro, sean menores que la resistencia admisible del suelo (σ_t). [Ref. 2.2].

2.-Sobrecimiento.-el sobrecimiento se considera como una extensión de la albañilería, tiene el espesor del muro y debe abarcar una altura por encima del nivel natural del terreno de $h = 20 - 30 \text{ cm}$, a fin de proteger a la albañilería de la humedad natural del suelo.

3.-Muros de albañilería confinada.-está compuesto por unidades de albañilería que se adhieren entre sí mediante el mortero de cemento. Y debe estar enmarcado en sus cuatro lados por elementos de concreto armado o la cimentación.

4.-columnas de confinamiento.-son elementos de coronación vertical al muro que sirven para principalmente para ductilizar el sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación inelástica, área mínima de la columna debe ser, $A_{c_{min}} = 15t \text{ cm}^2$.

5.-Vigas soleras.- son elementos de coronación horizontal al muro que sirven para principalmente para ductilizar el sistema; esto es, para otorgarle capacidad de deformación

inelástica, peralte igual al espesor de la losa del techo, esta viga no puede deformarse por flexión, por compatibilidad de deformaciones.

6.-Vigas dintel (acople).-son vigas que están encima de las puertas y ventanas, acoplando dos muros de albañilería estas vigas preferentemente son peraltadas (hasta 60 cm), estas resisten mayores fuerzas internas (fuerza cortante y momento flector), contrarrestan el efecto de la carga lateral, con lo cual rigidizan y reducen las fuerzas internas en los muros de albañilería, en particular el momento flector.

7.-Losa de techo.-es un elemento plano el cual tienen una función de diafragma rígida para cada nivel, en su mayoría son de tipo losa aligerada en una dirección.

2.3.3 Requisitos Estructurales Mínimos En Albañilería Confinada.

Se tendrá en cuenta que en la zona de Ayacucho se cuenta con unidades de albañilería de dimensiones (8.5X11.5X21.5 cm - [Ref. 2.3]), esto nos obligaría a tener espesores efectivos de 11.5cm y 21.5cm en aparejo soga y cabeza respectivamente, la norma E.070 indica los siguientes requisitos estructurales mínimos en albañilería confinada.

2.3.3.1 Diafragma Rígido

Se entiende como diafragma rígido a una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su plano. La norma E.070 recomienda que las edificaciones preferentemente deban contar con diafragmas rígidos y continuos, es decir, que las losas de piso y la cimentación actúen como elementos que integren a los muros portantes, generando compatibilidad en sus desplazamientos laterales. [Ref.2.2].

Las losas pueden ser de 3 tipos

1.- Losas aligeradas

3.- Losa nervada

2.- Losas macizas

Para la elección del tipo de losa se toma en cuenta la dimensión de los paños a cubrir y lo económico de esta y para el espesor de la losa se estima teniendo en cuenta en primer lugar

los requisitos mínimos, para el control de deflexiones y en segundo lugar debe estimarse de modo que el concreto este en capacidad de resistir por si solo los esfuerzos de corte.

En la ciudad de Ayacucho en las edificaciones de albañilería y/o aporticada es de uso común las losas aligeradas en una dirección concentrando la carga de gravedad sobre los muros donde apoyan las viguetas, generando esfuerzos axiales en dichos muros de apoyo, pero si el muro excediera los esfuerzos axiales del valor limite indicado en la norma E.070 articulo 19(19.1-b), entonces se tendría que utilizar losas macizas o aligeradas armadas en dos direcciones, para que la losa distribuya la carga de gravedad sobre todo los muros que rodean y conectan a la losa.

2.3.3.2 Muros Portantes

Un muro portante es diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y/o verticales de un nivel al nivel inferior y/o a la cimentación y para que un muro se considere portante de carga vertical y sísmica, es necesario que tenga continuidad vertical.

a. Espesor efectivo

El espesor efectivo de los muros "t", es el espesor útil del muro con fines estructurales. La norma E.070, establece una relación entre el espesor efectivo "t" y la altura libre "h" del muro que depende de la zona sísmica especificada en la norma E.030.

✓ Para zona sísmica 1

$$t \geq \frac{h}{25}$$

✓ Para zona sísmica 2y3

$$t \geq \frac{h}{20}$$

Esta relación tiene la función práctica de permitir la adecuada verticalidad del muro durante la construcción.

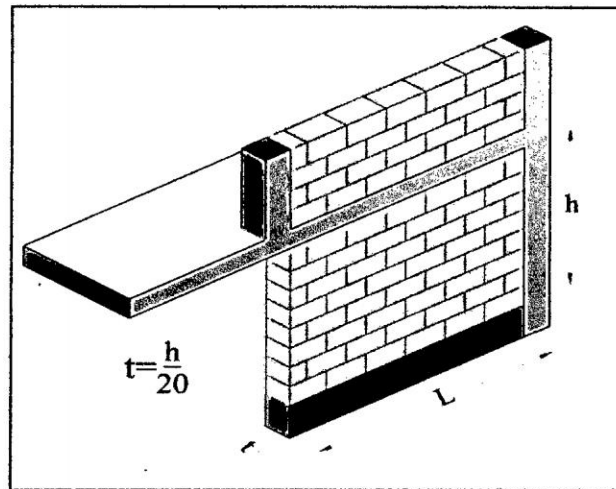


Figura 2.3: Muro de Albañilería Confinada

b. Longitud Máxima de Muro

La longitud entre columnas del muro de albañilería o deberá superar en más de 2 veces la altura del piso, $L \leq 2h$.

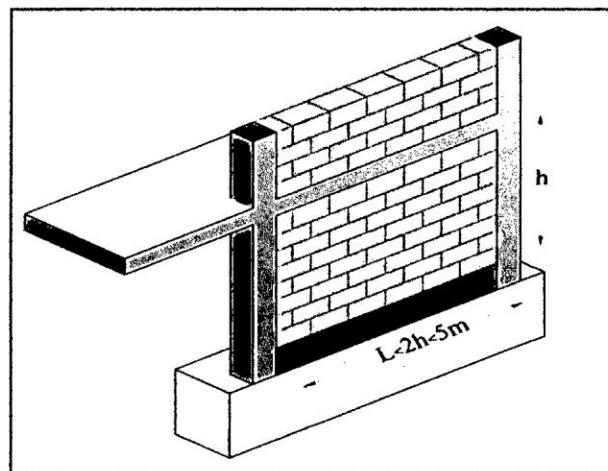


Figura 2.4: Longitud máxima de Albañilería

c. Esfuerzo axial máximo

El diseño por carga vertical de gravedad contempla que en el muro se presente un esfuerzo axial (o esfuerzo nominal) con cargas de servicio, menor al esfuerzo admisible del material ante esta sollicitación. El cual se detallara más adelante.

d. Densidad mínima de muros reforzados y muros a reforzar

La norma E.070 busca prevenir el colapso total de las edificaciones exigiendo que exista una cierta cantidad de muros reforzados en cada dirección. La densidad mínima de muros

se obtiene mediante la relación de área de corte de los muros reforzados orientados en una determinada dirección, dividida entre el área de la planta típica, el cual se refleja en la siguiente ecuación indicada en la norma E.070, Artículo 19 (19.2-b).

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56} \dots \dots \text{ecu}(2.01)$$

Donde:

- Z : Factor de Zona sísmica especificado en la norma E.030
- U : Importancia especificado en la norma E.030
- S : suelo especificado en la norma E.030
- N : Es el número de pisos del Edificio
- L : Es la longitud total del piso del muro (incluyendo columnas si existiesen)
- t : Espesor efectivo del muro

Demostrando ecuación 2.01, utilizando las normas E.030, E.070 y suponiendo los siguientes valores:

- ☞ Peso promedio de la planta típica: $800Kg/m^2$
- ☞ Resistencia a fuerza cortante promedio de la albañilería: $v = 3.7Kg/cm^2$
- ☞ Amplificación sísmica: $C = 2.5$
- ☞ Factor de reducción de la fuerza sísmica: $R = 3$

Calculando la cortante en la base:

$$V = \frac{ZUSCP}{R} = \frac{ZUS*2.5*(800*A_p*N)}{3} = 666.67ZUS A_p N \dots \dots \dots (1)$$

Calculando la resistencia al corte promedio (en rotura):

$$v \sum Lt = 37000 \sum Lt \dots \dots \dots (2)$$

Igualando (1) y (2) se tiene:

$$37000 \sum Lt \geq 666.67ZUS A_p N \rightarrow \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{55.5} \rightarrow \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

De emplearse placas en caso de no cumplirse la expresión de la ecuación 2.01, se multiplicara el espesor de la placa con la relación de módulos de elasticidad (E_c/E_m), ya que la formula que se demostró fue considerando solo muros de albañilería.

2.3.3.3 Elementos De Confinamiento

Es necesario que un muro de albañilería se encuentre bordeado por sus cuatro lados por elementos de confinamiento de concreto armado, Verticales (Columnas), Horizontales (Vigas) y aceptándose la cimentación de concreto como de confinamiento horizontal para el caso de los muros ubicados en el primer piso. Ya que las cargas sísmicas actúan en los dos sentidos del muro.

a. Elemento de confinamiento vertical (Columnas)

El peralte mínimo de las columnas de confinamiento será de 15cm y el espesor mínimo será igual al espesor efectivo del muro. Y en caso de que se discontinúe las vigas soleras, por la presencia de ductos en la losa del techo o porque el muro llega a un límite de propiedad, el peralte mínimo de la columna será suficiente como para permitir el anclaje del refuerzo longitudinal de la viga más el recubrimiento respectivo.

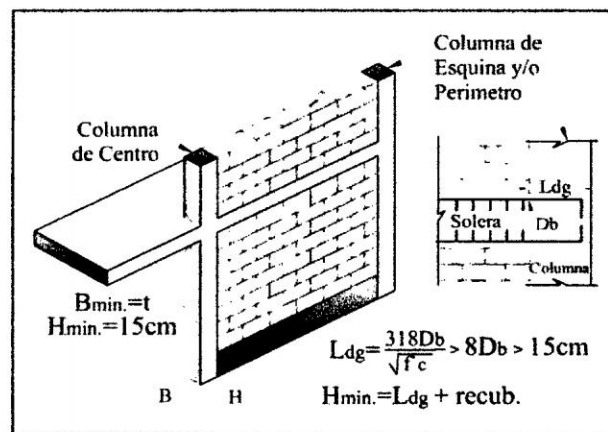


Figura 2.5: Elemento de confinamiento vertical (Columna)

b. Elemento de confinamiento horizontal (Vigas)

El peralte mínimo de las vigas soleras de confinamiento será igual al espesor de la losa de techo y el espesor mínimo será igual al espesor efectivo del muro.

Se ha podido observarse que los esfuerzos axiales en la albañilería varían muy poco cuando se incrementa el peralte de la viga solera. Adicionalmente, la solera no se diseña por fuerza cortante sísmica ya que sobre ella existen muros superiores que elevan el área de corte vertical. Asimismo, la solera no se deforma por flexión ni por corte por estar integrada a la albañilería, donde se acepta la hipótesis de Navier (“brazo rígido”). Por estas razones, las soleras no necesitan tener un peralte mayor que el de la losa del techo [Ref.2.11]

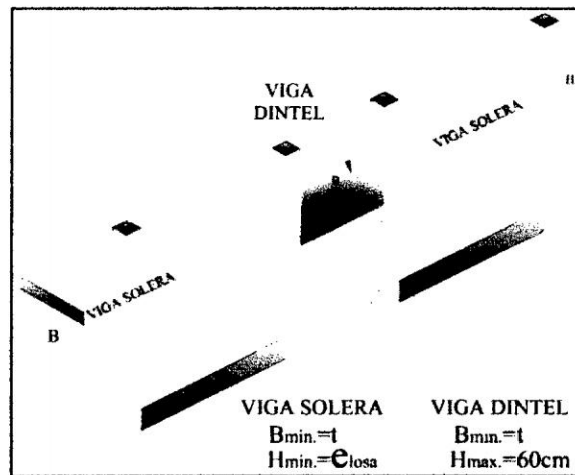


Figura 2.6: Elemento de confinamiento Horizontal (Vigas)

c. Elemento de confinamiento horizontal (Cimentación en 1º piso)

El ancho mínimo de la cimentación corrida será de 40cm de modo que se pueda trabajar sin dificultad y el peralte mínimo de esta será de 50cm. En sobrecimiento el ancho será igual al espesor efectivo del muro y el peralte mínimo será igual a 30cm.

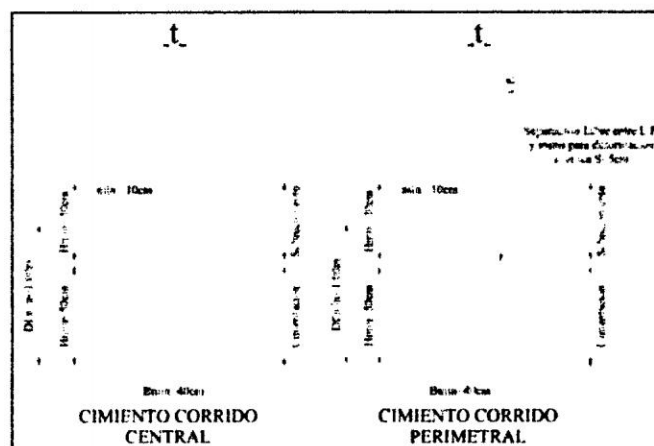


Figura 2.7: Elemento de confinamiento Horizontal (Cimentación en 1º piso)

Con frecuencia se usa el concreto ciclópeo en las cimentaciones corridas y sobrecimiento, esta también es indicada en la norma E.060-22.10.

2.3.4 Sistema Estructural De Concreto Armado

Son estructuras formadas por losas macizas o aligeradas apoyadas en vigas y columnas. En estas estructuras también existen muros de concreto ("placas"), los cuales son muy necesario para el aumento de la resistencia y rigidez lateral necesarias frente a los sismos.

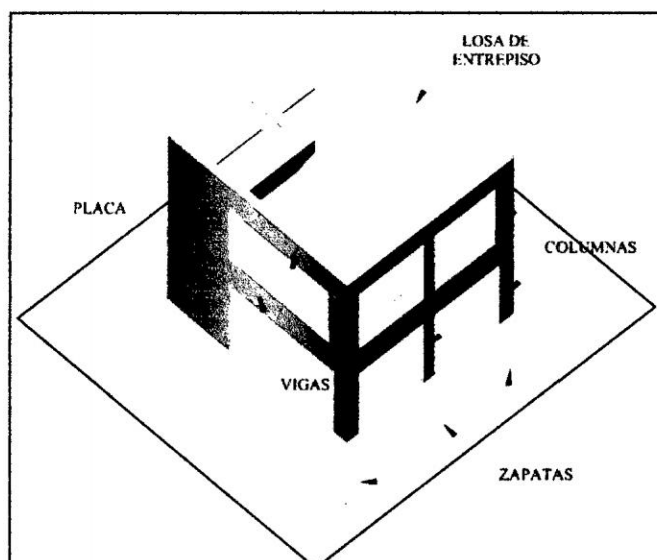


Figura 2.8: Elementos del sistema estructural de albañilería confinada

Este tipo de estructuras requieren emplear una mejor calidad de concreto (más cemento y más fierro) para sus elementos, en comparación a las estructuras de albañilería confinada.

Los tabiques de albañilería se construyen después de haberse desencofrado los elementos de concreto armado (columnas, vigas y losas), dichos tabiques no cumplen ninguna función estructural.

2.3.4.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES MINIMOS DE CONCRETO ARMADO

1.- Losas De Entrepiso.- Son elementos que actúan como diafragma rígido de una estructura y en el caso de losas en una dirección, éstas están apoyadas sobre vigas por lo que podemos decir que este elemento estructural es igualmente importante que las vigas para un edificio, ya que en la mayoría de los casos trabajan conjuntamente y la falla estructural

de la losa o de la viga en conjunto con la losa provocaría grandes pérdidas tanto económicas como humanas y dejando de esta manera la estructura fuera de servicio. [Ref. 2.13]

Existen 03 tipos básicos de losas de entrepiso

- a. Losas aligeradas
- b. Losas macizas
- c. Losas nervadas

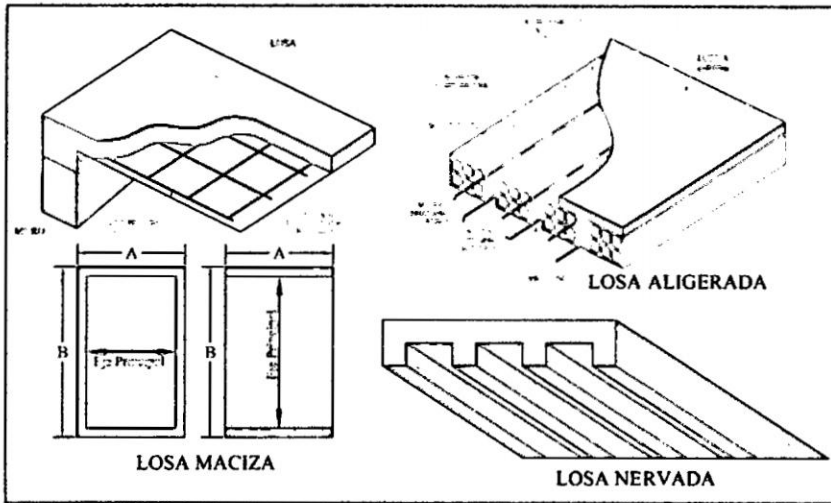


Figura 2.9: Plantas Rectangulares muy alargadas

Según el reglamento peruano de Concreto Armado E-060- 10.4.1-2006 el espesor de la losa será:

$$h = \frac{L}{25}, \text{ Donde } L \text{ es la luz entre ejes, para no verificar deflexiones.}$$

Según esta regla práctica tomada del libro de concreto armado del Ing. Antonio Blanco B. [Ref. 2.5], se considera los siguientes espesores de losa para cada longitud de luz libre:

Espesor del Aligerado (cm)	Espesor del Ladrillo (cm)	Usado en Luces de
17	12	menores a 4 m.
20	15	entre 4 y 5.5 m.
25	20	entre 5 y 6.5 m.
30	25	entre 6 y 7.5 m.

Tabla 2.2: Espesor De Losa Aligerada

Dichos espesores pueden usarse para aligerados armados en una dirección y que tengan sobrecarga normal del orden de 300 Kg/m^2 .

Siguiendo este criterio, en nuestro caso la sobrecarga de diseño es de 200 Kg/m^2 y 300 Kg/m^2 por lo tanto por la sobrecarga mayor a la normal se procederá a dimensionar con un peralte de $h = 20 \text{ cm}$. a todas las losas aligeradas, Este espesor de losa incluye tanto al espesor del ladrillo como a los 5 cm. de losa superior.

Teniendo en cuenta que la cantidad de bloques de ladrillos en un metro cuadrado, para bloques de $30 \times 30 \text{ cm}$ y viguetas de 10 cm , es de 8.33 unidades.

Altura del Ladrillo (H_{vl})	Espesor Total de la Losa (H_l)	Vol. De Concreto en Viguetas (m^3)	Vol. De Concreto en Losas de 5cm (m^3)	Vol. De Concreto Total (m^3)	Peso total de los Bloques de Arcilla (Kg/m^2)	Peso del Concreto (Kg/m^2)	Peso total de la Losa (Kg/m^2)	Peso total de la Losa Estándar (Kg/m^2)	Espesor de la losa Equivalente (m)
0.12	0.17	0.030	0.050	0.080	83.30	192.00	275.30	280.0	0.117
0.15	0.20	0.038	0.050	0.088	83.31	210.00	293.31	300.0	0.125
0.20	0.25	0.050	0.050	0.100	111.07	240.00	351.07	350.0	0.146
0.25	0.30	0.063	0.050	0.113	149.94	270.00	419.94	420.0	0.175
0.30	0.35	0.075	0.050	0.125	174.93	300.00	474.93	475.0	0.198

TABLA 2.3: propiedades de una losa aligerada en una dirección para varias Alturas de ladrillo

Características de la losa aligerada:

Altura Total (Ht) : 20 cm.

Espesor de la losa superior : 5 cm.

Altura total de la vigueta : 20 cm.

Ancho de la vigueta : 10 cm.

Dimensiones del bloque de arcilla : 30 cm X 30 cm.

Peso de la losa : 300 Kg/m².

Espesor equivalente como losa maciza : 12.5 cm.

Losa maciza en una dirección tendrá las siguientes características:

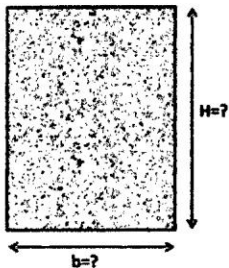
Altura Total (Ht) : 20 cm.

Peso de la losa : 480 Kg/m².

2.- Vigas.- Son elementos que soportan las cargas que actúan en una estructura ya sean cargas permanentes, sobrecargas, cargas de sismo, etc. Estos elementos pueden sufrir fallas por flexión debido a la deformación causadas por los esfuerzos de flexión generado por las cargas externas; además las vigas deben tener un margen de seguridad adecuada contra otro tipo de comportamiento muy común en ellas, como es el caso de la falla por corte; de esta manera podemos definir las vigas como elementos estructurales importantes, para que la estructura se mantenga en buenas condiciones de servicio. [Ref. 2.13].

En este caso de las vigas se colocaran buscando que la viga repose sobre su menor dimensión, obteniéndose de esta manera mayor *rigidez* y *resistencia* de la viga. . [Ref. 2.6].

El pre dimensionamiento se realizara de la siguiente manera:



Ancho b: se utilizara la siguiente expresión:

$$b = \frac{a_t}{20} \text{ Donde } a_t: \text{ ancho tributario}$$

Peralte Efectivo d: utilizando un peralte comprimido de 0.3d (la Más económica) derivamos la siguiente expresión para el peralte efectivo.

$$d = 2.0 \sqrt{\frac{M}{0.85f_c b}}, M_o = \frac{w_u l^2}{8} \text{ y } w_u = 1.5w_D + 1.8w_L$$

Donde:

$$M = (0.6, 0.7) M_o$$

$$M_o = \text{Momento flector como viga simplemente apoyada.}$$

$$\Phi = \text{Coeficiente de flexión igual a 0.90}$$

$$f'_c = \text{resistencia a compresión del concreto}$$

3.- Columnas.- Son miembros verticales a compresión de los pórticos estructurales, que sirven para apoyar las vigas cargadas. Además, transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, atreves de la cimentación. En términos económicos y de pérdida humana, la falla estructural de una columna es un evento muy impor-

tante puesto que las columnas son elementos a compresión y la falla de una de estas en un lugar crítico de la estructura puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total ultimo de la estructura completa; adicionalmente, las fallas en elementos a compresión proporcionan muy poca advertencia visual en la estructura misma. [Ref. 2.13]

Las columnas se clasifican de acuerdo a la posición de la carga en la sección transversal:

- a. Columna interior sujeta a carga axial
- b. Columna exterior sujeta a carga axial y flexión uniaxial
- c. Columna exterior sujeta a carga axial y flexión biaxial

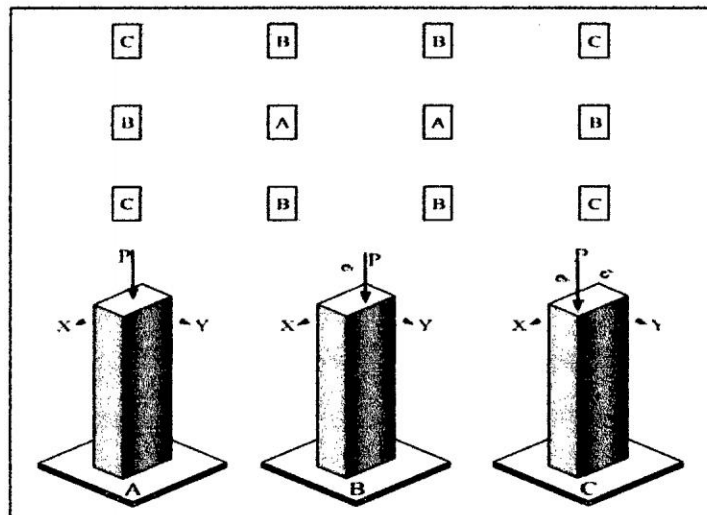


Figura 2.10: Plantas Rectangulares muy alargadas

La sección de las columnas se determina de acuerdo a la magnitud del esfuerzo de compresión axial (Carga Normal) que deben soportar dichas columnas en cada nivel del edificio, a partir de la siguiente ecuación.

$$A_g = \frac{P_n}{0.8\phi(0.85f'_c + 0.01f_y)}, \quad P = P_{losa,vigas,muros,CM \text{ y } CV} + P_{columna}$$

4.- Muros De Concreto.-

Los muros estructurales de concreto armado, llamados también muros de corte o pantallas, son elementos que proporcionan gran rigidez lateral y ayudan a resistir las cargas gravitacionales en las edificaciones.

En zonas de elevado riesgo sísmico su uso es ampliamente recomendado ya que entre sus ventajas se encuentra que:

- Disminuye considerablemente las derivas de piso, las vibraciones y oscilaciones lo que ayuda a que existan pocos daños en los elementos no estructurales.
- Al ser elementos de gran rigidez lateral, absorben la mayoría de las solicitaciones sísmicas. Esto ayuda a minimizar la posibilidad de la falla por el efecto de “columnas cortas”.
- De igual forma, por su gran rigidez lateral y absorción de las solicitaciones sísmicas, disminuye la posibilidad de falla en los llamados pisos débiles.
- Integrando los elementos aporticados con las pantallas de concreto armado (Sistemas Duales) se pueden realizar edificios de mediana y gran altura, ya que los muros estructurales son mucho más rígidos y por lo tanto tienen un período natural más corto, por lo que sus desplazamientos resultan ser mucho menores que el de los elementos aporticados. Los muros estructurales resisten la mayoría de las cargas laterales en la base y absorben una parte de las cargas gravitacionales.

De acuerdo a la arquitectura y requerimiento de estos muros tendrán formas diversas las cuales podrían ser.

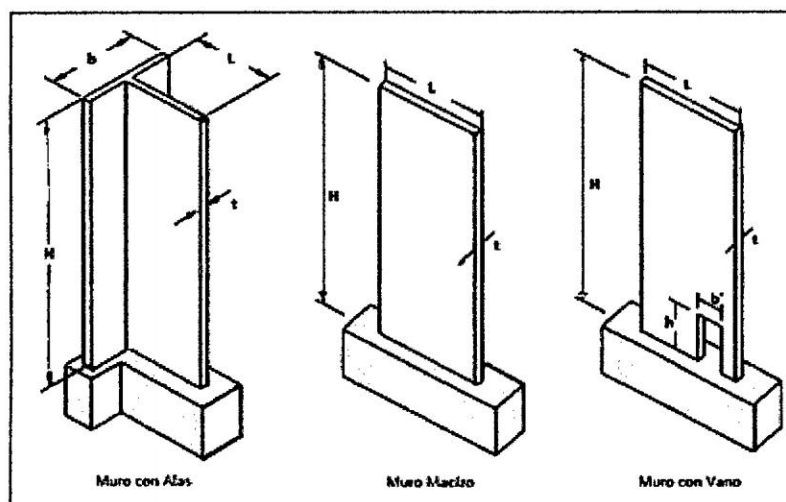


Figura 2.11: Distintos tipos de muros de concreto armado Fuente:

<http://www.civil.cicloides.com>

La norma E.060 establece criterios para pre dimensionar un muro de acuerdo a la carga que están sometidos, espesores mínimos con que debe contar un muro, describiremos dos tipos de muro, muros que se usan como elementos en compresión ($t_{min} = 0.10m$ o $H, L/25$) y muros de corte que están sometidas a acciones combinadas ($t_{min} = 0.10m$).

En todo muro de concreto armado se estimara la resistencia a carga vertical cuando se diseñe como elemento en compresión.

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32t} \right)^2 \right]$$

Dónde:

ϕP_{nw} : Resistencia a carga vertical

$\phi = 0.70$

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

l_c : Distancia vertical entre apoyos

t : Espesor del muro

k : Factor de restricción (0.8, 1.0 y 2.0 según la norma E.060-14.5.2)

A_g : Área bruta de concreto del muro

En caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm. Los muros cuyo espesor sea mayor a 25cm deberán llevar refuerzos en las dos caras.

El diseño de estos muros se realizara de acuerdo a las solicitaciones de carga el cual se describe más adelante.

5.- Cimentaciones.- Son aquellas que están en contacto directo con el suelo y cuya función es transmitir con seguridad las reacciones concentradas de las columnas o muros y las cargas laterales que el edificio soporta sin que haya asentamientos peligrosos para las estructuras que estas soportan. En consecuencia la falla, estructural de las fundaciones es un

evento que se considera muy importante, ya que si estas fallan la estructura puede asentarse diferencialmente provocando esfuerzos demasiado elevados en las uniones de vigas con columnas hasta que finalmente se puede producir la falla estructural de la estructura completa; y por otro lado, estos asentamientos diferenciales pueden provocar la ruptura de las líneas de distribución que pasa por debajo del edificio causando que una determinada estructura quede funcionalmente inhabilitada. [Ref. 2.13]

Existen 06 tipos básicos de cimentación.

- | | |
|--|---|
| a. zapatas de muros. | d. zapatas en voladizo o ligadas. |
| b. zapatas aisladas e independientes, para columnas. | e. cimentaciones en pilotes. |
| c. zapatas combinadas. | f. cimentaciones flotantes o losas de cimentación |

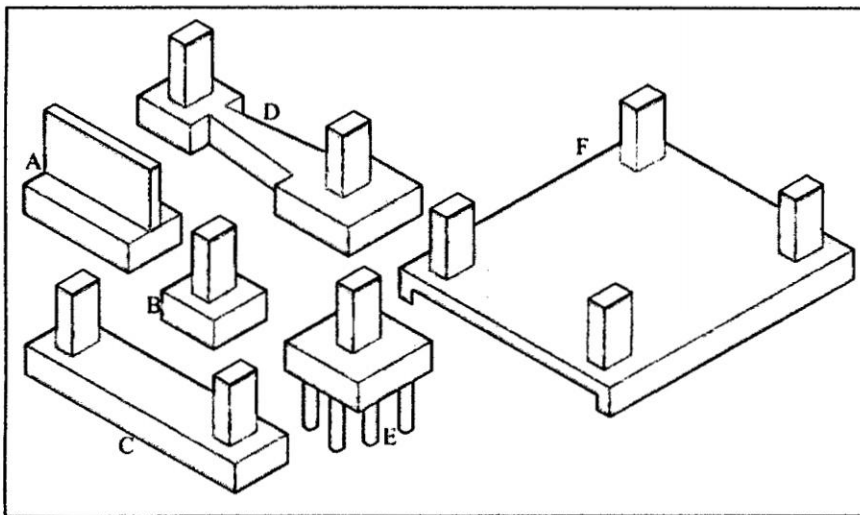


Figura 2.12: Plantas Rectangulares muy alargadas

2.3.5 SISTEMA ESTRUCTURAL HIBRIDA

La albañilería puede ser usada con otros materiales para construir edificaciones multifamiliares que funcionan como un sistema híbrido, como es el caso de una estructuración de pórticos de concreto armado rellenos los vanos con muros de albañilería confinada y/o armada o simple.

2.3.5.1 Albañilería De Relleno En Pórticos De Concreto Armado

Son muros de tipo Diafragma contenidos dentro de un pórtico estructural (Vigas y Columnas) al que proporcionan rigidez, ante la acción de cargas laterales, pero que no toman carga vertical alguna. Los muros pueden ser de albañilería confinada, albañilería armada (reforzada interiormente) o simple muro de albañilería.

Proceso constructivo:

Primero se construye el pórtico estructural (Vigas y Columnas) y luego se construye el muro de albañilería. También se podría construir los primeros niveles con muros de concreto armado y los siguientes niveles con muros de albañilería confinada o armada

Unión entre pórticos y Albañilería:

La unión entre el pórtico y el muro de tipo diafragma deberá garantizar la estabilidad del muro de albañilería, bajo la acción de fuerzas perpendiculares al plano del muro.

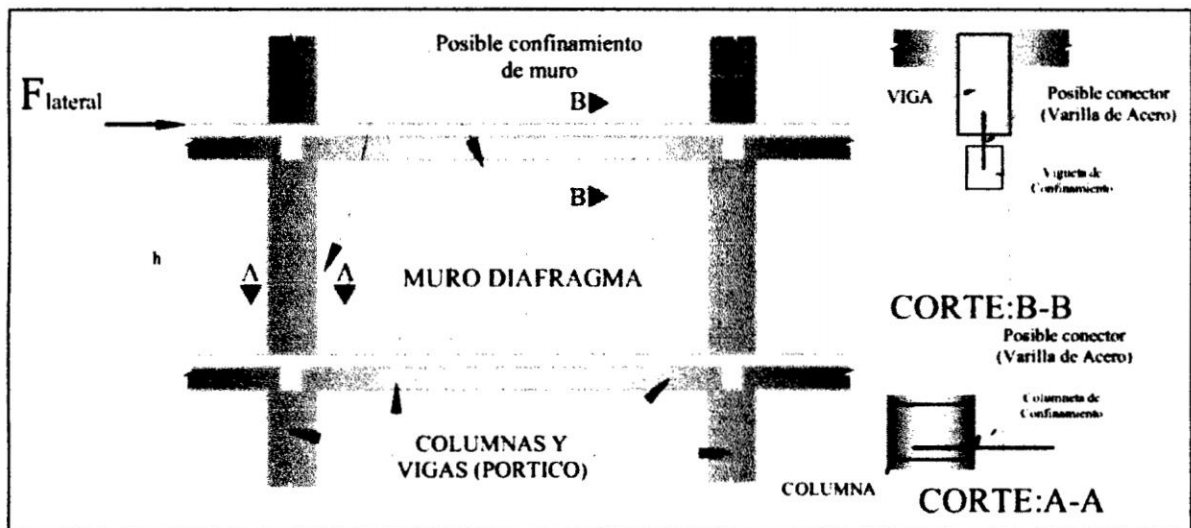


Figura 2.13: Detalle en planta y elevación de Muro relleno (Diafragma)

Algunas veces se presentan casos donde el primer piso debe estar estructurado con placas de concreto armado, mientras que los pisos superiores podrían estar compuestos por muros de albañilería confinada. En estos casos, las placas deben diseñarse para que fallen por flexión (Norma E.060 “Concreto Armado”), mientras que en los muros confinados se acepta que fallarán por corte ante los sismos severos (Norma E.070 “Albañilería”).



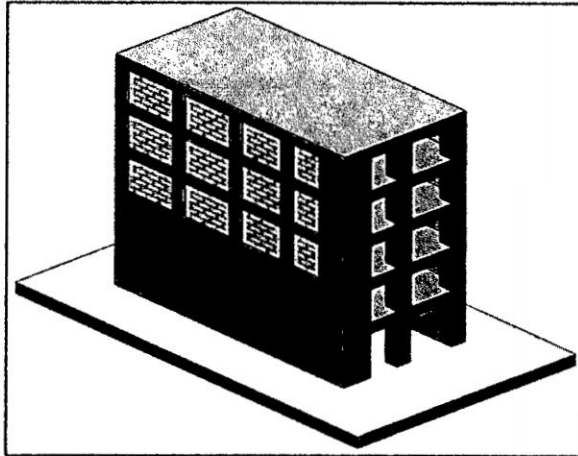


Figura 2.14: Detalle en planta y elevación de Muro relleno (Diafragma)

2.3.5.2 Modelamiento Estructural De Edificaciones Híbridas.

Cuando existe contribución de los tabiques en la rigidez se considera en el modelamiento la interacción de estos dos elementos estructurales. Inicialmente el pórtico y el muro trabajan como una columna global ancha, en donde los elementos columna proporcionan casi toda la rigidez a flexión mientras que los muros absorben la mayoría de los esfuerzos cortantes.

2.3.5.2.1 Modelamiento Estructural Del Tabique-Pórtico

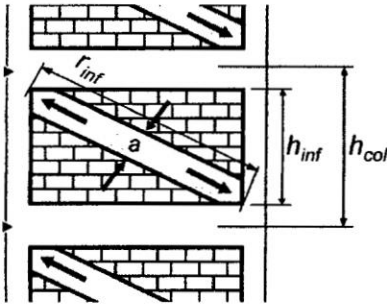
- La norma E.070-33.2 propone adoptar como modelo estructural un sistema compuesto por barras continuas del pórtico de concreto armado, agregando en aquellos paños donde existan tabiques un puntal diagonal de albañilería que trabaje a compresión.

Longitud del puntal (diagonal del tabique) : $D =$

Espesor efectivo del muro : $t =$

Ancho equivalente del puntal de albañilería : $b = \frac{D}{4}$

- El FEMA 356-7.5.2.1



$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad \wedge \quad \lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_f e I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

- CIB W023 -Wall Structures–Enclosure Masonry Wall Systems Worldwide-Roberto CAPOZUCCA-Typical masonry wall enclosures in Italy (5.3), [Ref.2.18].

Ancho equivalente del puntal de albañilería : $b = \frac{D}{10}$

- Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings/ T. Paulay, M.J.N. Priestley (1992) -7.4.2.

Ancho equivalente del puntal de albañilería : $b = \frac{D}{4}$

- E. Bazán Zurita, R. Meli Piralla.

$$w_o = (0.35 + 0.0022\lambda)h \quad \wedge \quad \lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

2.4 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Por configuración se entiende la disposición, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. Debido a la variabilidad de la excedencia de la energía de los sismos respecto al nivel de diseño, se aconseja evitar el planteamiento de las configuraciones riesgosas.

La configuración estructural puede ser considerada como el aspecto más importante en todo el proyecto estructural. *Ya que un sistema estructural bien seleccionado tiende a ser realmente indulgente de los descuidos del análisis, y a un pobre proceso constructivo.*

Estas conclusiones se deducen de la experiencia obtenida en pasados eventos sísmicos,

donde se muestra que los edificios bien estructurados y detallados han tenido un comportamiento satisfactorio, aun sin haber sido objeto de análisis y cálculos profundos.

Su importancia reside en que si el diseño arquitectónico no llega a complementarse con un óptimo y razonable criterio en el diseño estructural, la estructura puede comportarse deficientemente ante un terremoto, a pesar de que se hayan realizado métodos de análisis complejos y muy detallados por parte del ingeniero. [www.civil.cicloides.com]

Según la norma E.030, las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis.

2.4.1 Estructuras Regulares

Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales

2.4.2 Estructuras Irregulares

Son aquellas que carecen de simetría, y presentan discontinuidades en geometría, masa, elementos resistentes de carga. Pueden causar interrupción del flujo de fuerzas y concentración de esfuerzos. Las irregularidades de masa y rigidez de elementos, también pueden causar grandes fuerzas de torsión.

A su vez, las irregularidades pueden distinguirse como en altura o en planta.

2.4.2.1 Irregularidad Estructural En Altura

Indican cambios súbitos de resistencia, rigidez, geometría y masa, y conducen a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio.

a. Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

Según la norma E.030 un piso blando se define como aquel cuya suma de áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior

$$A_i \leq 0.85A_{i+1}.$$

O es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores $A_i \leq 0.9 \left(\frac{A_{i+1} + A_{i-2} + A_{i+3}}{3} \right)$.

Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por $\left(\frac{h_i}{h_d} \right)$ donde:

A_i : Suma de áreas de sección transversal de Elementos Verticales Resistentes a Corte (EVRC)

A_{i+1} : Suma de áreas de la sección transversal de (EVRC) del entrepiso superior.

h_d : Es la altura diferente de piso y

h_i : Es la altura típica de piso

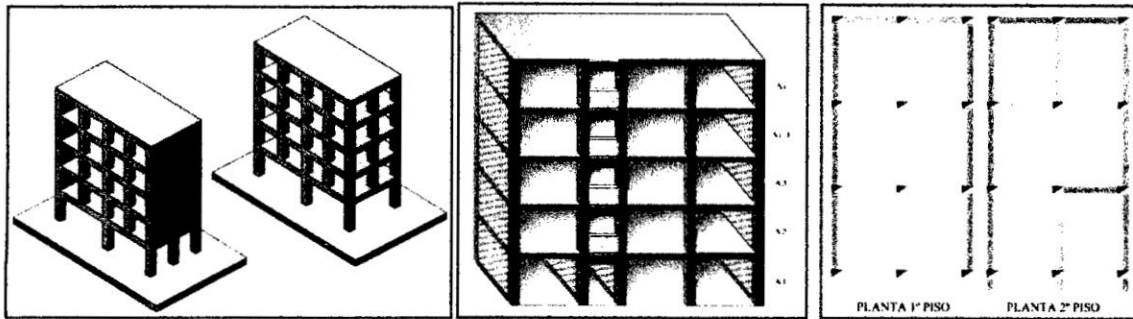


Figura 2.15: Caso piso Blando en elevación y planta

La discontinuidad del piso blando incrementa la flexibilidad de la estructura, provocando grandes deflexiones en el piso blando, y en consecuencia, concentración de fuerzas en las conexiones del entrepiso superior.

b. Irregularidad de Masa

Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la *masa efectiva* de un piso es mayor que 150% de la *masa efectiva* de un piso adyacente, $W_{i+1} \geq 1.5W_i$ o $W_{i-1} \geq 1.5W_i$.

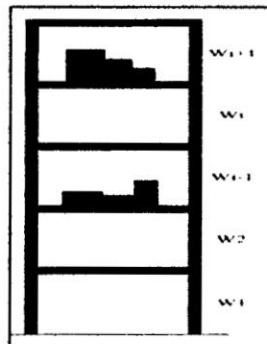


Figura 2.16: Irregularidades de Masa

Los excesos de masa pueden incrementar las fuerzas laterales de inercia, incrementan la magnitud de deformaciones entre pisos, evidenciándose en desfavorables efectos estructurales.

c. Irregularidad Geometría Vertical

La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente, $L_2 \geq 1.3L_1$

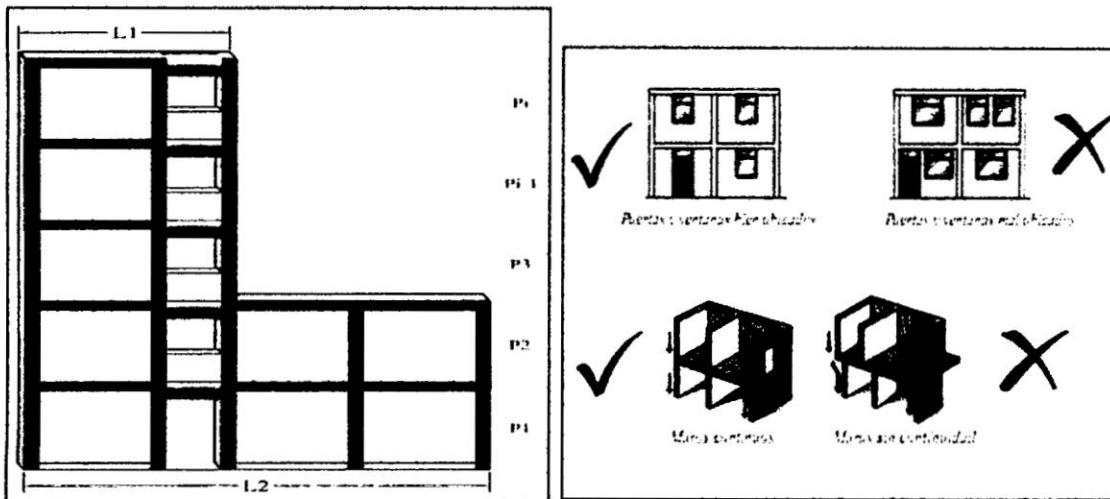


Figura 2.17: Irregularidad Geométrica vertical

Este efecto es conocido como el efecto de Latigazo (cambio brusco de rigidez entonces concentración de esfuerzos), en este caso se recomendaría hacer secciones separadas de la edificación, y que puedan vibrar en forma independiente, en caso contrario, será necesario realizar un análisis dinámico.

d. Discontinuidad en los sistemas Resistentes

Desalineamiento de elementos verticales, tanto por cambio de orientación, como por un deslizamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Recordar que la trayectoria de la carga sísmica se puede explicar de la siguiente manera.

Las fuerzas sísmicas en los elementos del edificio se transmiten vía las conexiones estructurales a los diagramas horizontales y a las columnas y muros de corte, a través de estos a las cimentaciones.

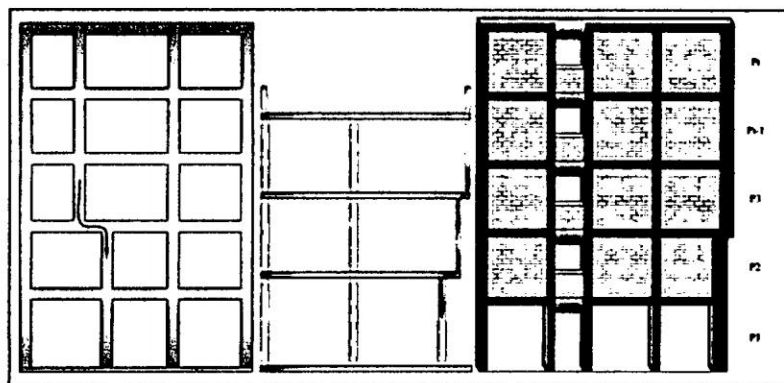


Figura 2.18: Caso discontinuidad de los sistemas resistentes

e. Proximidad de edificios adyacentes

Si no existe suficiente separación sísmica entre edificios adyacentes, su manera distinta de vibrar ante la sollicitación sísmica puede producir el choque entre ellos. Esto es más peligroso cuando los edificios adyacentes no coinciden en sus alturas de entrepiso.

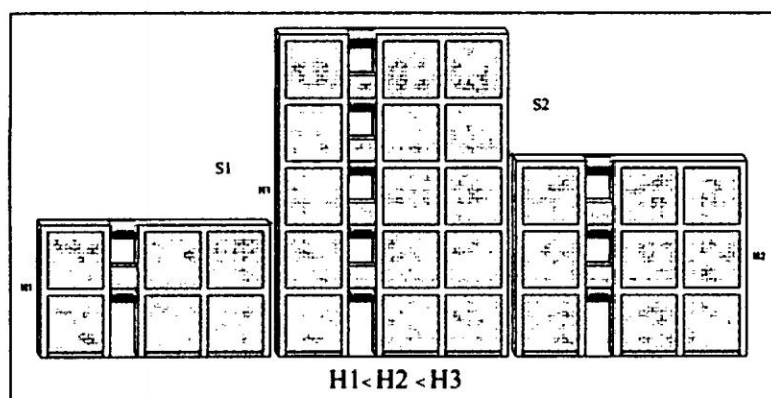


Figura 2.19: Caso discontinuidad de muros de corte

2.4.2.2 Irregularidad Estructural En Planta

Se refiere a formas asimétricas en planta o discontinuidades en elementos de resistencia horizontal, esta irregularidad está estipulada en la tabla N° 5 del artículo 11, de la Norma E.030

a. Irregularidad Torsional

Se considera solo en edificios con diafragmas rígidos en los que:

- ✓ El desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la tabla N°8 del artículo 15(15.1), de la norma E.030

- ✓ En cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

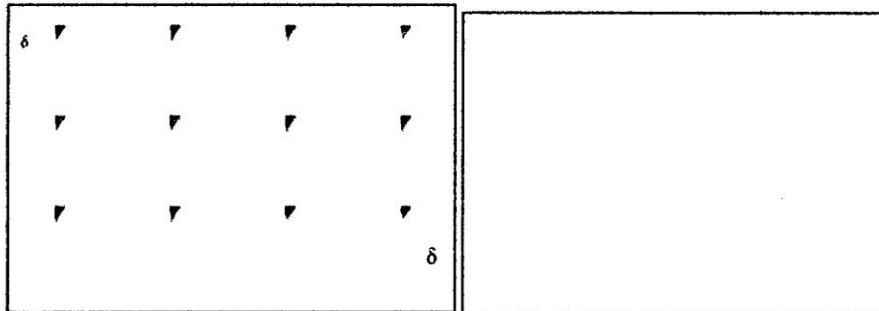


Figura 2.20: Torsión en planta

La torsión o la excesiva deflexión lateral son generadas en edificios asimétricos o excéntricos, es más notoria en los puntos más lejanos del centro de torsión.

b. Esquinas entrantes

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta. Estas características son comunes en configuraciones que en planta tienen la forma de (L, T, H y combinaciones de estas), produciendo concentración de esfuerzos en las esquinas entrantes y además provocan torsión en planta.

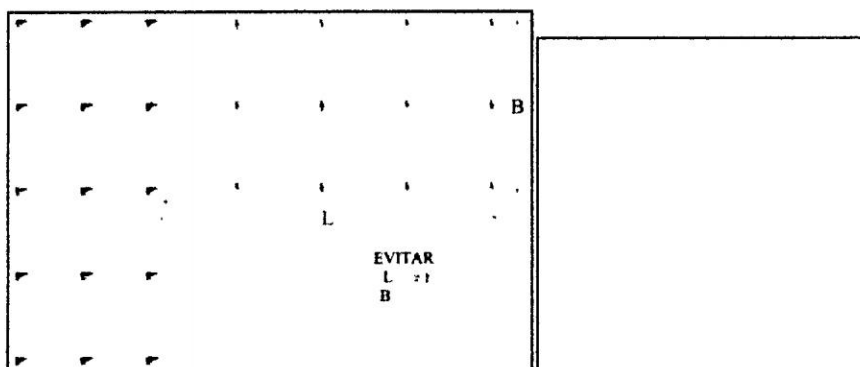


Figura 2.21: Plantas con esquinas entrantes

Se recomienda separar las secciones o procurar que la planta del edificio sea lo más compacta posible y en caso contrario reforzar la capacidad de tensión de la esquina entrante.

c. Discontinuidad del Diafragma

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

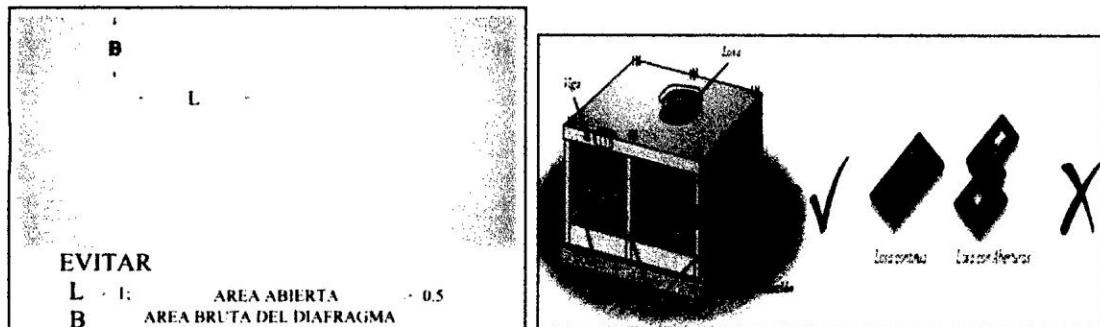


Figura 2.22: Plantas con esquinas entrantes

Recordar que la hipótesis de diafragma rígida es que permite que la losa pueda considerarse rígida en su plano para poder distribuir las fuerzas horizontales de acuerdo a la rigidez lateral de los elementos verticales (muros, placas y columnas). Por ello aberturas considerables debilita seriamente la capacidad de carga de la losa.

d. Formas Rectangulares muy Largas

En edificios de formas rectangulares muy alargadas la hipótesis de diafragma rígido NO es válida y el efecto de torsión accidental es muy importante. Además ante la acción del movimiento del terreno, los movimientos de la base difieren de un extremo a otro. Las vibraciones en planta, incrementan las solicitaciones en la parte central del edificio. [Ref. 4.2]

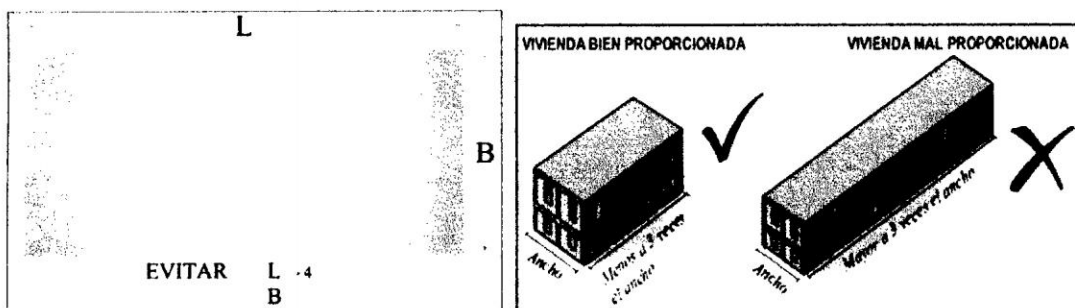


Figura 2.23: Plantas Rectangulares muy alargadas

2.5 SISMICIDAD EN PERU Y AYACUCHO.

La superficie de la tierra se encuentra en permanente transformación. Las 12 placas en que está dividida, como se muestra en la figura (2.24), se separan, se deslizan una al costado de la otra o chocan frontalmente, como en la costa oeste de Sudamérica donde la placa de nazca subduce o se introduce debajo de la placa sudamericana. Cuando la enorme energía que acumulan los movimientos relativos de las placas se libera súbitamente, genera sismos que se propagan espacialmente en todas direcciones. [Ref. 2.21]

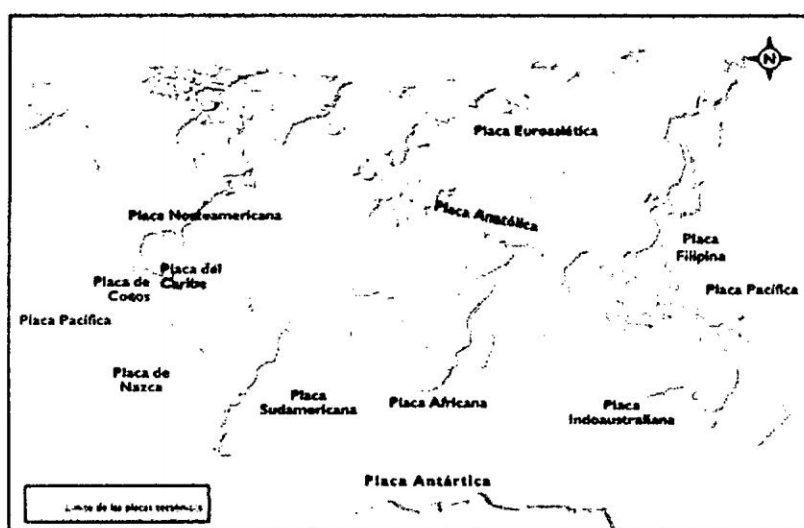


Figura 2.24: Placas tectónicas en la Planeta Tierra

El Perú está ubicado al borde del encuentro de dos placas tectónicas, la placa Sudamericana y la placa Nazca, las cuales interactúan entre sí, produciéndose un proceso de subducción, que es la causa de la mayor parte de los macro sismos en la parte occidental de nuestro territorio, como parte del denominado *Cinturón de fuego* Figura 2.24, que rodea al océano Pacífico donde se han registrado las peores catástrofes.

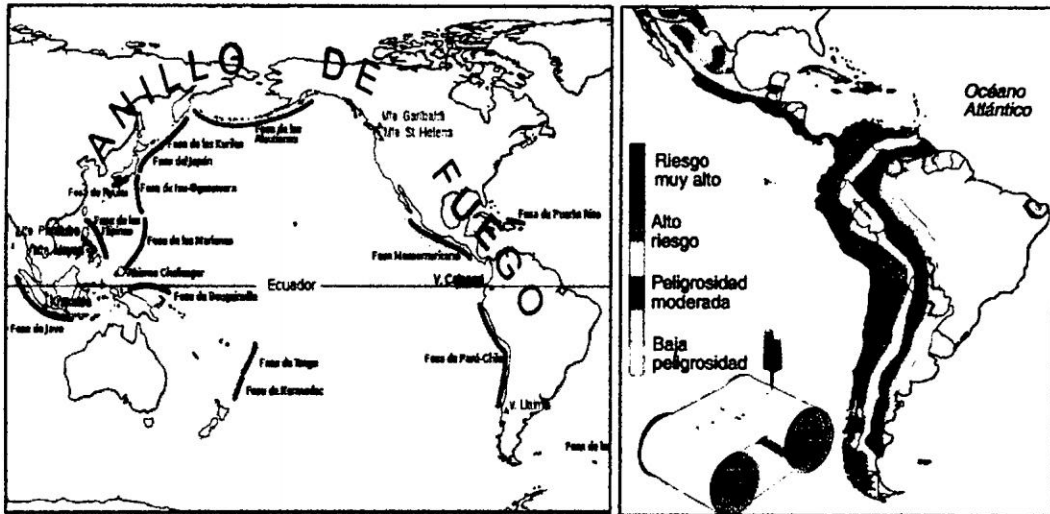


Figura 2.25: a) Cinturón o Anillo de Fuego del Pacifico y b) Zona desastres Geofísicos-sismos-Perú y América Latina Fuente (USGS)

El Perú ha zonificado sus zonas sísmicas en tres franjas como muestra la figura 3.10 el cual está plasmado en la norma Sismoresistente E.030 basados en mapas de distribución de isoaceleraciones sobre roca, para un 10% de excedencia en 50 Años como muestra la figura 2.26 el cual fue elaborado por el Dr. Alva y el Ing. Jorge Castillo agregando información de otras fuentes y de la información del Dr. Enrique Silgado el cual ha efectuado la recopilación de las crónicas que se encuentran en los archivos de Indias en Sevilla España, lo que se complementa con información obtenida del Servicio de geología de la EUA (USGS, Sel) . [Ref. 2.21], la zonificación sísmica es la manera usual como las normas consideran las condiciones Regionales de sismicidad, que engloba todo los parámetros sísmicos significativos Figura 2.25

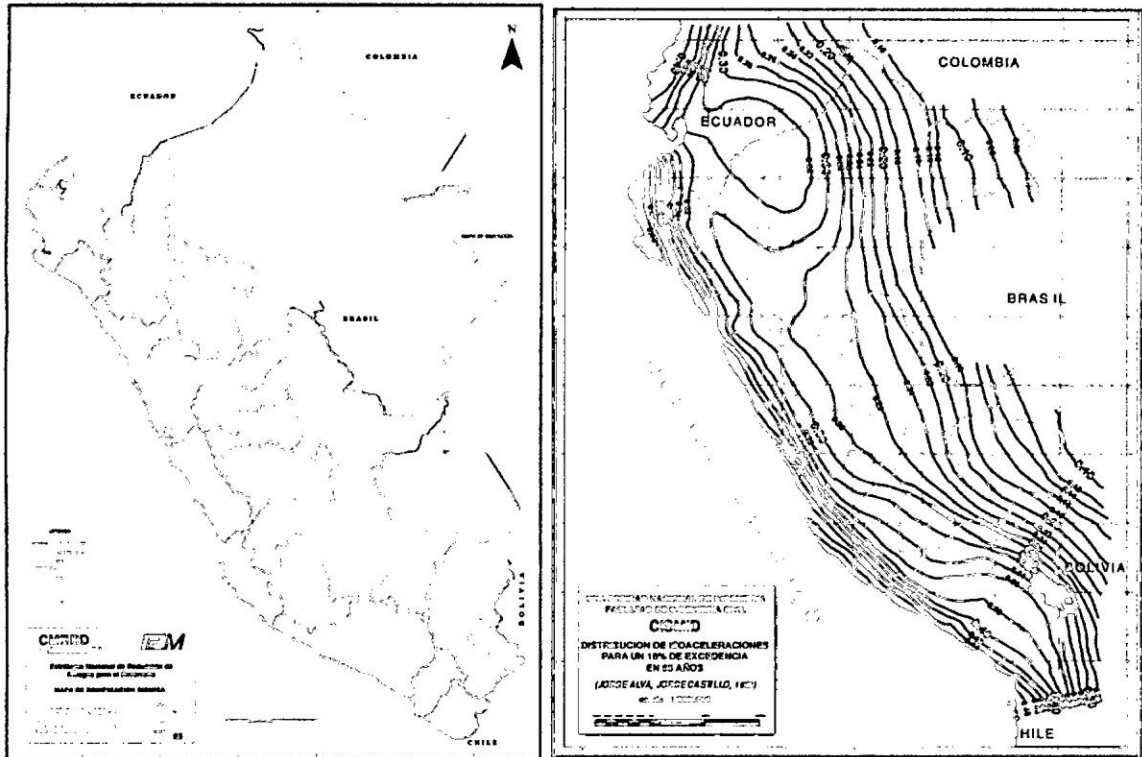


Figura 2.26: Mapa de Zonificación sísmica del Perú y Distribución de Isoaceleraciones para 10% de excedencia en 50 años del Perú (Alva y Castillo, 1993).

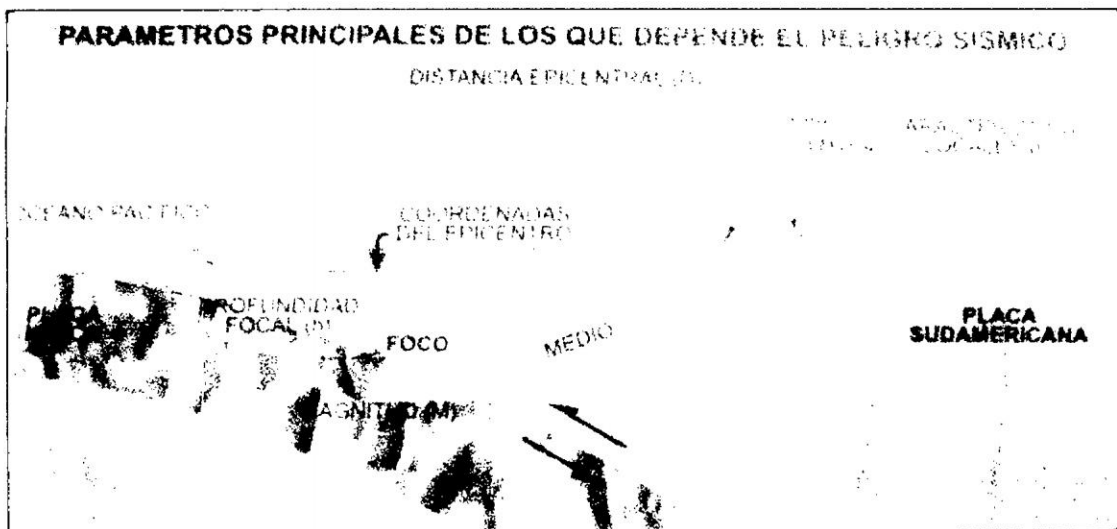


Figura 2.27: Parámetros más significativos que influyen en el peligro sísmico

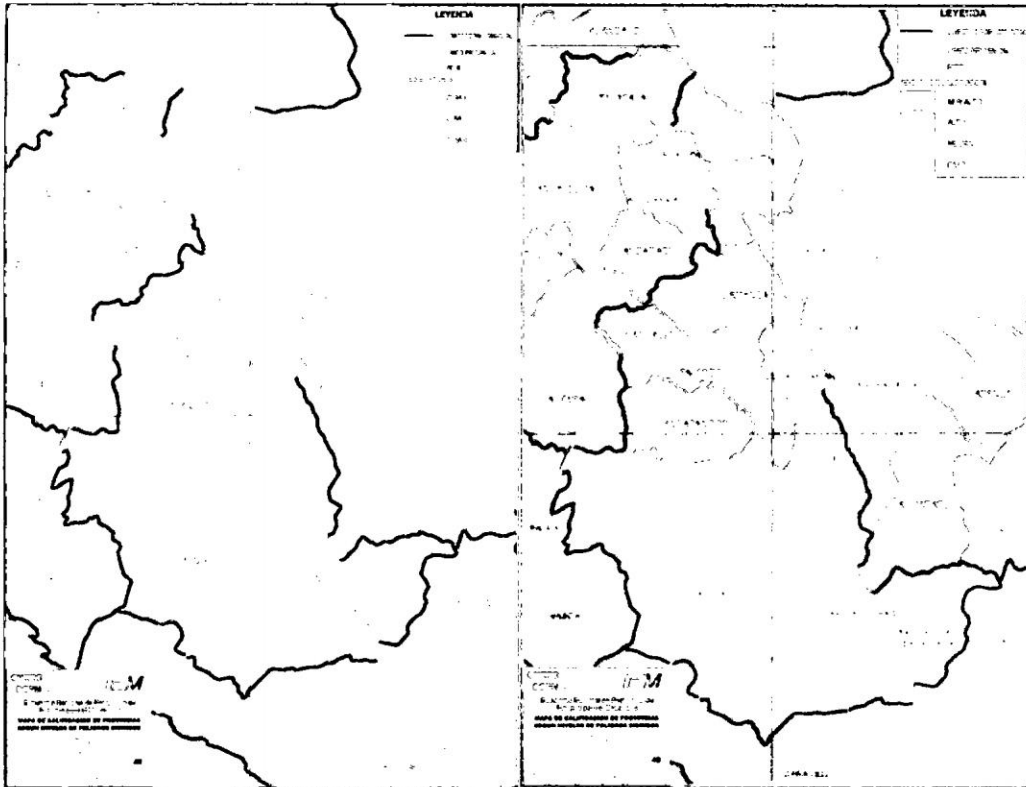


Figura 2.28:a) Mapa de Zonificación sísmica de Ayacucho b) Mapa de Niveles de Peligros Sísmicos-PCM

Según las mapas de la figura (2.28 a) la ciudad de huamanga se encuentra en una zona sísmica 2 y de área de nivel de peligrosidad sísmica mediano

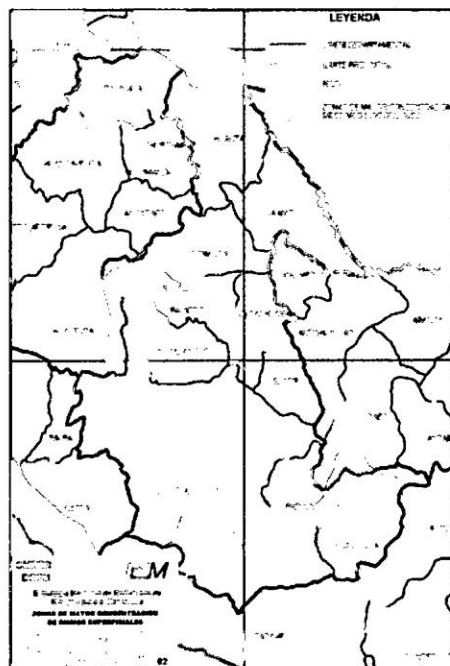


Figura 2.29: Mapa de Zonificación sísmica de Ayacucho

También se indica sismos históricos en la zona de Ayacucho según Silgado, 1978 [Ref.2.22], como muestra la siguiente tabla 2.4.

AÑO	MES	INTENSIDAD MMI	MAGNITUD EN RICHTER	UBICACIÓN
1687	28 DE ENERO	VII	≈ 5.0 a 5.9	HUANCAVILICA-HUANTA-AYACUCHO
1719	17 DE JUNIO	VI	≈ 5.0 a 5.9	AYACUCHO
1959	24 DE DICIEMBRE	IV	≈ 4.0 a 4.9	AYACUCHO
1980	10 DE NOVIEMBRE	IV	≈ 4.0 a 4.9	HUANTA, AYACUCHO
1981	18 DE ABRIL	V	≈ 4.0 a 4.9	HUANTA, AYACUCHO Y SAN MIGUEL
2010	23 DE MAYO	III	≈ 3.0 a 3.9	AYACUCHO (Epicentro-Huanca sancos)

Tabla 2.4: Relación de sismos históricos en Ayacucho

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según la norma Sismoresistente E.030 estos parámetros se definen para ambas direcciones.

2.5.1 Parámetros Sísmicos De Sitio Para Análisis Sismoresistente Según Norma E.030

Según el reglamento nacional de edificaciones y su norma E.030 Diseño Sismoresistente, para un análisis sísmico estático y análisis dinámico es necesario definir cinco parámetros que son los siguientes:

Z : Zonificación.

U : Categoría de la Edificación

C : Factor de Amplificación sísmica de acuerdo a las características de sitio

S : Factor de suelo-Condición local de terreno donde a de cimentarse la estructura

R : Coeficiente de reducción de acuerdo al sistema estructural

Entonces se procede a definir y obtener los valores de cada uno de estos parámetros de la siguiente manera:

- **Zonificación**

A cada zona se asigna un factor *Z* según se indica en la Tabla N°2.5. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedi-

da en 50 años. La estructura se ubica en la ciudad de huamanga de acuerdo a la figura 2.28 está declarada como una zona sísmica 2, entonces se tiene los siguientes valores:

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.40
2	0.30
1	0.15

Tabla 2.5: Factor de Zona

$$\text{Zona} = 2 \rightarrow Z = 0.30$$

- **Condiciones Geotécnicas**

Tiene que ver con el tipo de suelo sobre el cual está ubicado nuestro edificio, el suelo en el cual a de cimentar la estructura, presenta una capacidad portante para Zapatas cuadradas aisladas de 2.989 Kg/cm^2 [Ref. 2.1]; presentando una amplificación sísmica de entre 2.0 a 2.5 y un periodo predominante del suelo de entre 0.007 a 0.1 seg. También se observa un material de origen lacustrito, de tipo grava limo arenoso. Por lo que los parámetros de diseño Sismoresistente recomendados para esta zona corresponden al suelo Tipo S2. [Ref. 2.23]; en resumen se tiene de la tabla N° 2 de la Norma E.030:

Tabla N°2 Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

$$\text{Tipo de Suelo} = S_2, \text{ Factor de suelo } S = 1.2, \text{ Periodo } T_p = 0.60 \text{ seg.}$$

- **Factor De Amplificación Sísmica**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); \quad C \leq 2.5$$

Este coeficiente se interpreta como el *factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo*.

De la tabla N°2 se tiene:

$$T_p = 0.60 \text{ seg.}$$

El periodo fundamental (T) para cada dirección se estimara con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Dónde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$ Para edificios de concreto armado cuyos elementos Sismoresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos Sismoresistente sean fundamentalmente muros de corte.

La norma indica que la última ecuación es aplicable solo cuando se realiza un análisis estático y cuando los edificios de muros portantes son menores a 15m de altura y otros calificados como estructuras regulares menores a 45m de altura.

- **Categoría De La Edificación**

De acuerdo al uso que se va a dar a este edificio, tenemos según la norma E.030 que pertenece a la categoría C de edificaciones comunes, cuyas características de falla son ocasionar

perdidas de cuantía intermedia como en viviendas, oficinas, etc., y por consiguiente el valor asignado es el siguiente:

Edificio Tipo C, Factor de Uso $U=1$

• **Sistema Estructural**

La norma E.030 muestra en la tabla N°6 el coeficiente de reducción, R para estructuras regulares:

Tabla N° 6	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

1. Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
 2. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según Artículo 16 (16.2)
 3. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.
 4. Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.
 5. Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6
- (*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.
- (**) Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la Tabla.
Para construcciones de tierra referirse a la NTE E.080 Adobe. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S₃, ni se permite en suelos S₄.

En la práctica de la ingeniería estructural, es a veces necesario diseñar los edificios que tengan una combinación de sistemas estructurales tanto en planta como en elevación, a este tipo de edificios con combinación de sistemas estructurales se le denominara edificios de estructuración de tipo **Hibrido**, la norma E.030 nos especifica los valores de la reducción sísmica para estructuras regulares como ya se mostro. Para estructuras de tipo Hibrido la pregunta es: *¿qué valor de R utilizó para el análisis sísmico?*, esta interrogante se responde siguiendo los pasos de la norma UBC 97-1630.3.2 o de la norma SEAOC-1630.4.2, en esta tesis seguiremos los pasos que indica la norma UBC 97.

1.-Combinación vertical

El valor de R usado en el análisis, en cualquier nivel de piso será menor o igual al valor de R usado en la dirección del nivel bajo.

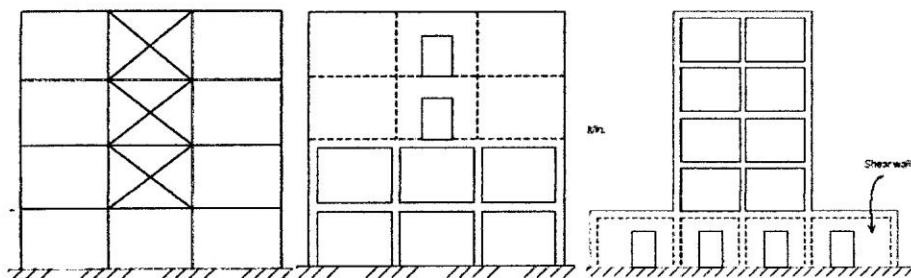


Figura 2.30: Combinación de sistema estructural en altura

Pueden diseñarse las estructuras usando los procedimientos de esta sección bajo las condiciones siguientes

1.1 en la estructura entera se usa el menor valor de R de los sistemas usados en la resistencia de fuerzas laterales

1.2 las dos condiciones siguientes indica para procedimientos de análisis estático para estructuras que conforman y cumplan con los requisitos mínimos para poder modelarlos con un procedimiento de análisis estático.

1.2.1 la parte superior flexible de la estructura se analiza separada y apoyada en la parte rígida de la estructura baja.

La cortante basal de la parte flexible se amplificará con la siguiente ecuación.

$$V_{flexible-amplificado} = \left(\frac{R_{flexible}/\rho_{flexible}}{R_{Rigido}/\rho_{Rigido}} \right) V_{flexible}, \quad \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max}\sqrt{A_B}}$$

Donde:

ρ : Factor de redundancia

r_{max} : Relación máxima entre la cortante de elementos de corte y la fuerza cortante total de piso, en cada nivel del edificio.

$A_B = L_x * L_y$: Área construida o techada (Área del diafragma del 1º nivel)

La parte inferior rígida de la estructura se analiza separada, con las reacciones (amplificadas) provenientes de la estructura flexible superior

2.-Combinación en planta (direcciones diferentes)

En ningún momento será mayor al que le corresponde el valor de R a aquel sistema que absorbe mayor fuerza cortante que sería el elemento principal.

Para estructuras menores a 48m se utilizaran pórticos resistentes a momentos o sistemas duales con muros de corte o solo muros de corte, en caso de estructuras mayores a 48m se utilizaran sistemas duales muros de corte y pórticos especiales resistentes a momentos.

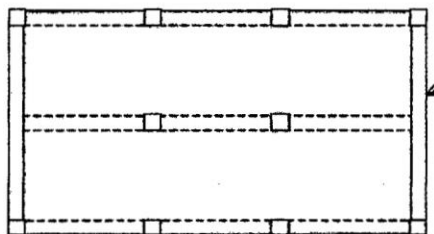


Figura 2.31: Combinación de sistema estructural en direcciones diferentes

3.-Combinación en planta (en la misma dirección)

El valor de R no será mayor del valor mínimo que le correspondería al sistema en uso en la dirección en análisis.

Se tomaran para el análisis estructural según el sistema estructural a usar el cual se verá en el capítulo de modelamiento.

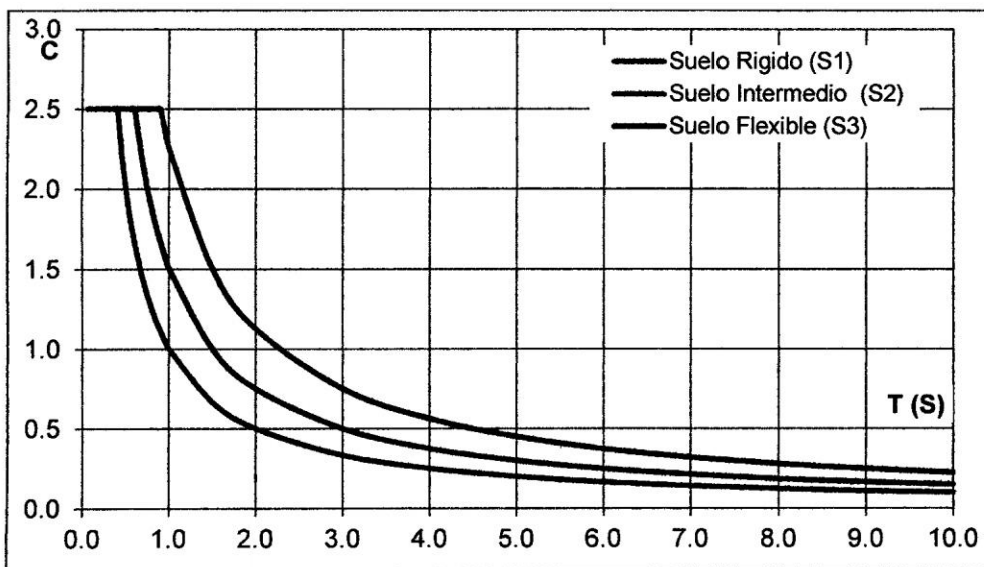
2.5.2 Aceleración Espectral Elástica E Inelástica

Con los parámetros definidos en el ítem anterior se formula un espectro de pseudo-aceleraciones:

El espectro de pseudo aceleraciones está conformado por dos factores que son las siguientes.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g, \quad \text{donde} \begin{cases} \text{Factor de escala} = \frac{ZUS}{R} g \\ \text{Factor de amplificación del suelo} = C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_i}\right) \end{cases}$$

En la siguiente grafica definimos el factor de amplificación sísmica para cada tipo de suelo según la norma E.030-6.2.



Gráfica 2.1: Factor de Amplificación sísmica según el tipo de suelo

Ahora definimos el factor de escala que depende de la zonificación sísmica, categoría de edificación, tipo de suelo, sistema estructural y de la gravedad, el cual vendría ser:

$$\text{Factor de escala} = \frac{ZUS}{R} g$$

Donde:

$$Z = 0.30$$

$$U = 1.00$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_i}\right) = 2.5 * \left(\frac{0.60}{T_i}\right) \leq 2.5$$

$$S = 1.20$$

$$g = 9.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$R =$ de acuerdo a la tabla N16

$T_i =$ se asumen valores en un intervalo

➤ Espectro Elástico

$$S_a = 0.36g * C$$

➤ Espectro Inelástico

$$S_a = \frac{0.36g}{R} * C$$

2.6 PREDICCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y PUNTO DE FLUENCIA EN PROCEDIMIENTOS LINEALES APROXIMADOS

Luego de realizar un análisis lineal se debe de conocer la curva capacidad. La curva capacidad se podría aproximar conociendo el punto de fluencia del edificio, trabajando con el análisis modal espectral usando las primeras formas de modo, y el punto de desplazamiento máximo. Se grafica la curva con el primer segmento que partirá desde el origen hasta el punto de fluencia y el segmento en el rango plástico se puede aproximar graficándolo con una pendiente de (0% a 10%). El punto de desempeño o punto de fluencia se aproximara usando resultados de los primeros modos de vibración para ambas direcciones, utilizando el espectro elástico y con las rigideces efectivas.

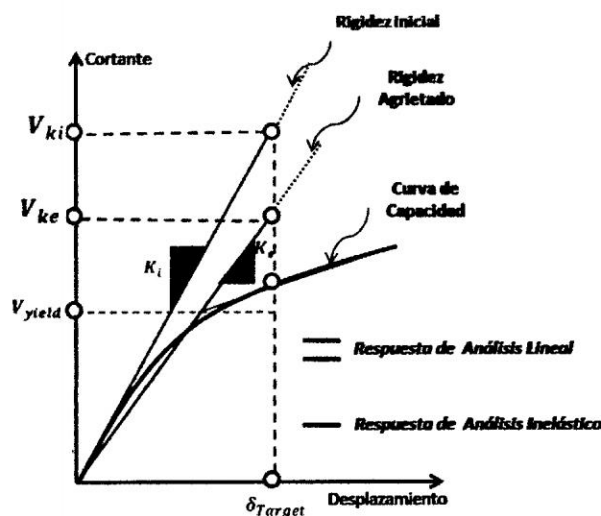


Figura 2.32: representación del procedimiento estático lineal.

En la figura se observa el concepto de la carga pseudo lateral. En el eje de desplazamientos se tiene el desplazamiento máximo (δ_{Target}) que intersecta a la curva de la respuesta inelástica actual (curva de capacidad) en el punto de desempeño, punto calculado para cualquier movimiento del suelo. Usando el concepto de iguales desplazamientos, se proyecta el desplazamiento máximo para intersectar a las rectas de respuesta elástica. Dichas rectas representan a la recta con rigidez elástica inicial (K_i) (que no considera el agrietamiento en los componentes del edificio), y a la recta con rigidez elástica efectiva (K_e) (que considera el agrietamiento en los componentes del edificio) que puede usarse en un análisis lineal o no lineal.

La carga pseudo-lateral nos dará el desplazamiento máximo utilizando la rigidez inicial del edificio. En la Figura 2.30 se puede observar la fuerza cortante de fluencia (V_{yield}) del edificio marcando el inicio del rango plástico, esta fuerza cortante y el desplazamiento que le corresponde, se pueden aproximar con un análisis modal de respuesta espectral considerando secciones agrietadas y usando el primer modo fundamental correspondiente a la dirección de análisis. Ubicado el punto de fluencia se puede trazar la curva bilineal de la respuesta inelástica.

El uso de las normas de diseño nos asegura que el edificio se mantendrá en el rango elástico, por lo tanto, una vez que se tenga la curva de capacidad, con el procedimiento no lineal, se podría y/o se podrá verificar este comportamiento.

2.6.1 Rigidez Efectiva De Los Elementos

Se considerara el agrietamiento de los elementos estructurales en el análisis sísmico de un edificio para obtener las distorsiones máximas en el rango inelástico que son más próximas a la realidad los cuales se obtendrán a partir de un análisis lineal elástico.

Se tomaran los valores establecidos en la tabla 6.5 del FEMA 356 y ASEC/SEI 41-06 y que también se observa en la tabla 9.3 del ATC-40

Table 6-5 Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Tabla 2.6: Valores de la rigidez efectiva para elementos de concreto armado, FEMA356

Se trabajara con los valores presentados en la tabla 1.7 para elementos de concreto armado mientras para elementos de albañilería se trabajara con el 75% de sus propiedades, para considerar probables incursiones en el rango inelástico y secciones agrietadas.

2.6.2 Análisis Por Fuerza Lateral Equivalente O Procedimiento Aproximado Estático Lineal.

De acuerdo a las disposiciones del FEMA 356 y 440 incorporados en la norma ASCE/SEI 46-01 “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, se usará una carga pseudo-lateral para calcular las fuerzas y desplazamientos en el edificio y posteriormente deberá verificarse usando los criterios de aceptación.

La carga pseudo-lateral aplicada al modelo elástico lineal, nos dará resultados de los desplazamientos de diseño aproximados al desplazamiento máximo esperado.

La carga o fuerza pseudo-lateral en una dirección horizontal dada se determina con la siguiente ecuación:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$

Donde:

C_1 : Factor de modificación relacionado al desplazamiento inelástico máximo esperado

Para periodos menores a 0.2s, C_1 no necesita ser mayor que el valor que resulta para un periodo de $T = 0.2s$. Para Periodos mayores a 1.0s, el valor de $C_1 = 1.0$. Para calcular C_1 se usará:

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT^2}, \quad \text{FEMA 440 - ecu. 5.1}$$

Donde a es un factor de clase de sitio, siendo:

$a=130$ para las clases de sitio A y B

$a=90$ para la clase de sitio C

$a=60$ para las clases de sitio D y E.

R es la relación de resistencia con la capacidad elástica al corte en la base sustituida por la resistencia de fluencia al corte V_y .

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m, \quad \text{FEMA 356 - ecu. 3.16}$$

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor C_m ¹

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

Tabla 2.7: Valores de factor de masa efectiva C_m

C_2 : Factor de modificación para presentar el efecto de la forma Histeretica apretada, degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.

Para periodos mayores a $T = 0.7s$. $C_2 = 1$. La ecuación para C_2 es:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T} \right)^2, \quad \text{FEMA 440 - ecu. 5.2}$$

C_m : Factor de masa efectiva

El factor de masa efectiva toma en cuenta los efectos de participación de masa de los modos elevados. El cual se obtiene de la Tabla 3.1 FEMA 356 y del ASCE/SEI 41-06, Si el periodo T es mayor a 1.0s, $C_m = 1$

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor C_m ¹

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

Tabla 2.8: Valores del factor de masa efectiva, FEMA356

S_a : Aceleración del espectro de respuesta

Este valor se obtiene directamente del espectro de respuesta usando los periodos fundamentales en cada dirección para las secciones no agrietadas.

Distribución Vertical de la Carga Pseudo-Lateral, Según el FEMA y ASCE/SEI 41-06 sección 3.3.1.3.2, la carga pseudo-lateral (F_x), aplicada en cada piso será determinada por la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx}V \quad C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

Donde k es exponente relativo al periodo de la estructura. $k = 1$ para estructuras que tienen un periodo de 0.5s o menos; $k = 2$ para estructuras que tienen un periodo 2.5s o más; para estructuras que tienen un periodo entre 0.5s y 2.5s, $k = 2$, o deberá determinarse por interpolación lineal entre 1 y 2.

2.6.3 Análisis Modal De Respuesta Espectral O Procedimiento Dinámico Lineal

Para calcular el desplazamiento máximo y la ubicación del punto de Fluencia se usará el análisis modal espectral con el espectro elástico ya descrito en la sección anterior. Posteriormente el desplazamiento que se obtiene del análisis modal de respuesta espectral, se

multiplica por los factores de modificación C_1 y C_2 , el desplazamiento así calculado será el desplazamiento máximo según el FEMA 356 y ASCE/SEI 41-06.

Se deberá de calcular el punto de fluencia del edificio. Como se observo en la Figura 2.30, el punto de fluencia corresponde a un punto sobre la recta del análisis lineal con rigideces efectivas; por tanto, se realizará un análisis modal de respuesta espectral pero con las rigideces efectivas (secciones agrietadas), el punto de fluencia se aproximará usando sólo los resultados para el primer modo de vibración.

Determinación del Periodo

Se calculara para secciones agrietadas como para secciones no agrietadas del análisis modal.

Factor de modificación ($C_R = C_1$)

Los valores son los mismos descritos en la sección anterior

2.6.4 Desplazamiento Máximo

Se calcularan según la norma FEMA 356, ASCE/SEI 41-06 y ATC-40, usando espectros elástico de la norma E.030 y utilizando la rigidez inicial con secciones no agrietadas del edificio, los desplazamientos que se obtienen de un análisis modal se deben de convertir a desplazamientos máximos, multiplicando por los factores C_1 y C_2 , ya descritos en la sección anterior para edificios de concreto armado.

En caso de edificios de albañilería confinada se utilizara el coeficiente C_R que contempla de manera simultánea los efectos considerados por los parámetros C_1 y C_2 (Ruiz-García and Miranda, 2003) [Ref.2.14], el cual se calcula con las siguientes ecuaciones.

$$\delta_t = C_0 C_R S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g, \quad \text{donde} \quad C_R = 1 + \frac{R-1}{aT_1^b} \quad R = \frac{mS_a}{V_y}$$

Donde:

C_R : Coeficiente de Desplazamiento Inelástico

R : Cociente de resistencia relativa

m : Masa del Sistema

S_a : Ordenada espectral elástica de pseudo-aceleración

V_y : Resistencia de fluencia lateral del sistema

T_1 : Periodo correspondiente a la dirección en análisis

$a = 260$ y $b = 3$

Para calcular el coeficiente C_0 se utiliza la siguiente Tabla

Número de Pisos	Nivel de Desempeño		
	Operación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
1	1.0	1.0	1.0
2+	1.2	1.0	1.0

Tabla 2.9: Valores Sugeridos para C_0 , (Ruiz-García and Miranda, 2003)

El desplazamiento máximo aproximado se calculara en este caso, con un análisis modal de respuesta espectral, usando un espectro elástico, el desplazamiento obtenido en el techo se multiplicara por los factores de modificación, como muestra la siguiente ecuación.

$$\delta_{max.} = C_0 C_R \delta_{max.techo}$$

2.6.5 Punto De Fluencia

El punto de fluencia pertenece a la recta del análisis lineal pero con rigideces efectivas, por lo que se deberá realizar el análisis con secciones agrietadas, pero usando el espectro de diseño elástico.

El punto de fluencia se aproximará usando los resultados de los primeros modos de vibración para ambas direcciones. Los desplazamientos y las fuerzas variarán por la utilización del espectro elástico.

Utilizaremos las ecuaciones básicas de la dinámica estructural según el ATC-40 del ítem 8.2.2.1.1 que es.

☞ *Factor de participación modal*

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]}$$

☞ *Factor de participación modal de piso*

$$PF_{i1} = PF_1 \phi_{i1}$$

☞ *Coefficiente de masa efectiva*

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]}$$

☞ *Aceleraciones de piso modal*

$$a_{i1} = PF_1 \phi_{i1} S_a$$

☞ *Fuerza lateral de piso modal*

$$F_{i1} = PF_1 \phi_{i1} S_a W_i$$

☞ *Cortante en la base modal*

$$V_1 = \alpha_1 S_a W$$

☞ *Desplazamientos y derivas modales*

$$\delta_{i1} = PF_{i1} S_d$$

Donde:

Factor de participación modal para el modo 1 : PF_{i1}

Peso del nivel i : W_i

Peso total del edificio : W

Amplitud del primer modo en el nivel i : ϕ_{i1}

Espectro de aceleración : S_a

Espectro de desplazamiento : S_d

Los valores de la cortante en la base modal y el desplazamiento modal nos indicaran el posible punto de fluencia para ambas direcciones de la estructura.

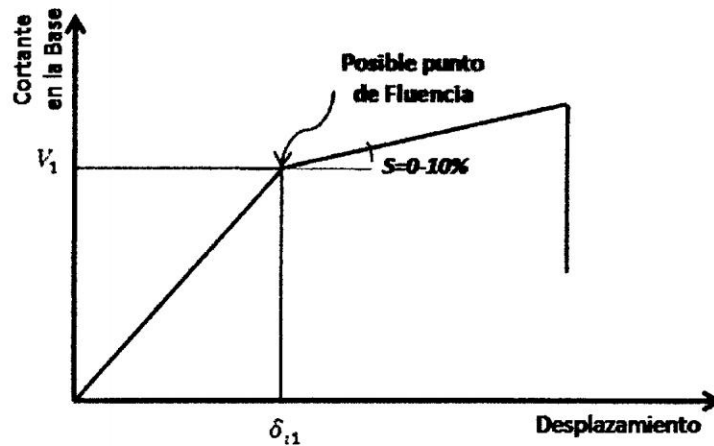


Figura 2.33: curva bilineal de evaluación preliminar aproximado

Una vez que se tenga esta curva de capacidad aproximada se verificara con un procedimiento de análisis no lineal, como el método estático no lineal o más conocido como Pushover, el cual se describe en la siguiente sección con más detalle, puesto que esta sección solo trata una manera de cómo calcular el desplazamiento máximo con un método muy simplificado y aproximado.

2.7 ANALISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

La norma E.070 que el análisis estructural de los edificios de albañilería se realiza por métodos elásticos teniendo en cuenta los efectos causados por las cargas muertas, las cargas vivas y el sismo. La carga gravitacional para cada muro podrá ser obtenida por cualquier método racional.

2.7.1 Métodos De Análisis Estructural

La mampostería es un material que presenta direccionalidad en sus propiedades debido a que las juntas del mortero actúan como planos de debilidad en el material. En general la aproximación hacia una modelización numérica puede ser enfocada con *micromodelos*, las cuales discretizan de forma detallada y separada ladrillos y juntas. Por otra parte existe la posibilidad de hacer un tratamiento como *Macromodelo* (Ladrillo-Mortero están engloba-

dos por un mismo elemento) donde se trata a la albañilería como un material compuesto. Dependiendo del nivel de detalle deseado es posible utilizar las formas de modelización.

2.7.1.1 Método De La Columna Ancha

Consiste en considerar al muro como una columna ancha. Esta, agrupa en su eje axial las propiedades estructurales del muro y toma en cuenta efectos de flexión y de cortante. El momento de inercia (I), proviene de la sección con mayor rigidez axial, es decir, las columnas, y se calcula con la siguiente expresión:

$$I = \frac{A_c h^2}{2}$$

Donde:

A_c : es el área transversal de los castillos y

h : La altura del muro.

Además, se considera que la viga que queda sobre el muro tiene rigidez infinita a flexión. Al realizar este análisis, se obtienen momentos flexionantes y fuerzas cortantes, tal como si fuera una estructura esquelética.

Ya que para muros largos en relación con su altura, la rigidez depende de las deformaciones por cortante, y para muros esbeltos de las de flexión. De la misma manera, este método sólo es aplicable para los mismos intervalos de b/h y λ que el de la diagonal equivalente.

2.7.1.2 Método De Elementos Finitos

Se considera como el método más preciso y quizá exacto para analizar muros de mampostería. Entre sus ventajas está la posibilidad de realizar modelos detallados y de geometría compleja con diversas condiciones de carga. Además, en el mercado existen diversos programas de análisis estructural basado en el método del elemento finito. El método consiste en dividir un medio continuo en subregiones o *elementos finitos*. Se obtienen soluciones aproximadas de ecuaciones diferenciales con determinadas condiciones de frontera y den-

tro de un dominio. Frecuentemente se utilizan elementos rectangulares con cuatro nodos y con tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación.

Se usará un cálculo con base a elementos finitos. Tridimensionales "Shell", con los que consideraremos deformaciones por corte, flexión y axial, para los muros.

2.7.2 Solicitaciones Sísmicas

Para el propósito de la norma E.070 se usan dos definiciones para el análisis sísmico estructural y diseño, el sismo severo y el sismo moderado.

2.7.2.1 Sismo Severo.

Es la sollicitación sísmica proporcionada por la norma E.030 Diseño Sismoresistente que se utiliza para satisfacer los límites de las deformaciones y/o para evaluar las derivas producidas por cargas laterales, empleando un coeficiente de reducción sísmica $R=3$.

2.7.2.2 Sismo Moderado

Es la sollicitación sísmica usada para el diseño de los muros, que proporciona fuerzas de inercia a la mitad de los valores producidos por el sismo severo (50% del sismo severo).

2.7.3 Análisis Sísmico

Para determinar y hacer cumplir la deriva máxima se trabajara con el sismo severo, asiendo arreglos estructurales como el cambio de secciones o cambio de material en los elementos resistentes ante cargas laterales, y para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de albañilería se podrán analizar mediante métodos dinámicos y/o estáticos.

2.7.3.1 Análisis Dinámico

El análisis dinámico de una edificación puede hacerse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo historia, el primero se usa regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales. Dicho esto, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral.

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral) es el método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerza en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño.

Para el análisis de respuesta espectral se usará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones que se define en la norma E.030 (art. 18-18.1-b) de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Mediante los criterios de combinación que se indican en la norma E.030, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^n |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

Alternativamente la norma E.030, nos permite utilizar el método de la combinación cuadrática completa (Método CQC), para estimar las respuestas máximas de los valores calculados para cada modo, usando la siguiente expresión.

$$r^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} r_i r_j$$

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, pero deberá tomarse en cuenta

por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. Norma E.030

2.7.3.2 Análisis Estático

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

La norma E.030 señala que es posible usar este método solo para edificios regulares y no más de 15m de altura, para edificios de muros portantes y otros calificados como estructuras regulares menores a 45m de altura.

En términos generales, el método estático requiere los siguientes pasos:

- a.- El periodo fundamental del edificio se estima en cada dirección según la norma E.030-17.2
- b.- Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales, según la norma E.030-17.3
- c.- Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos), según la rigidez de estas, tomando en cuenta los efectos de torsión, según la norma E.030-17.4
- d.- Se revisan las características de respuesta en cuanto a distorsiones angulares y de entre-piso.

En la siguiente figura se observan algunos parámetros de importancia para aplicar el método de análisis estático

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} \cdot V$$

2.7.3.3 Desplazamientos Laterales Permisibles

La norma E.030 nos indica el máximo desplazamiento relativo de entrepiso para el sistema estructural de albañilería en función de una deriva máxima (0.005) inelástica:

$$\Delta_i \leq 0.005 h_{ei}$$

Desplazamiento relativo de entrepiso : Δ_i

Altura de entre piso : h_{ei}

Cabe indicar también que conclusiones resientes de ciertas investigaciones hechos por el Ing. Ángel San Bartolomé en la PUCP de muros de albañilería confinada indica lo siguiente acerca de la deriva.

- ✓ Para una deriva del orden 0.00125 se produce una grieta diagonal ligera en el muro produciendo una caída ligera en la resistencia, que inmediatamente después es contenida por los elementos de confinamiento.
- ✓ Para una deriva del orden 0.005 después de su rotura diagonal, surgen otras fisuras y la rigidez lateral continua degradándose. Llega un instante en que también disminuye la resistencia, por la formación de fallas indeseables (inicio de trituración de los talones, inicio de la trituración de las unidades de albañilería, etc.). asociado a una deriva de 0.005, se considera que el sistema es económicamente reparable.

2.7.3.4 Fuerza Cortante Mínima En La Base

Solo bastaría con un cálculo de análisis dinámico o estático para luego diseñar los elementos resistentes del edificio, pero la norma E.030 nos restringe a una fuerza cortante mínima que debe de resistir el edificio (Art18-18.2-c), de la siguiente manera:

- Para estructuras *regulares* la fuerza cortante obtenida por el análisis dinámico no podrá ser menor que el **80%** de la cortante obtenida del análisis estático.
- Para estructuras *irregulares* la fuerza cortante obtenida por el análisis dinámico no podrá ser menor que el **90%** de la cortante obtenida del análisis estático.

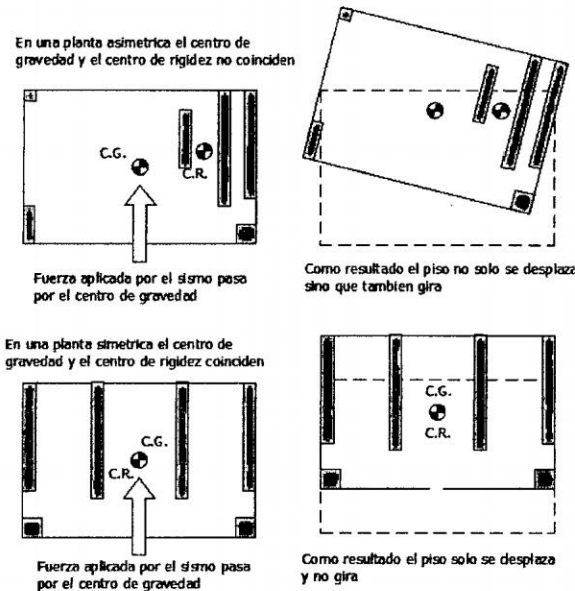


Figura 2.34: centro de masa y centro de rigidez en edificios (<http://www.skyscrapercity.com>)

- **El CM** se define como el centro de gravedad de las cargas verticales y será el lugar donde se aplica la fuerza sísmica horizontal actuante. En caso de que se presente una distribución uniforme en planta, el **CM** coincidirá con el centroide geométrico del piso.
- **El CR** es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza sísmica en el piso para que no cause rotación de la planta.

Se seguirán las pautas que indica la norma E.030 artículo 17 para el cálculo por análisis estático. Indicaremos algunos cálculos como son:

La fuerza cortante mínima en la base. Con los parámetros sísmicos obtenidos anteriormente, la fuerza cortante total en la base de la estructura se determinara con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde, (Z, U, C, S y R) ya fueron definidos en los ítems anteriores y (P) es el peso de la edificación y además debiendo considera para C/R el siguiente valor mínimo: $\frac{C}{R} \geq 0,125$

Y distribuyéndose la fuerza sísmica en altura de acuerdo a la siguiente expresión.

Si no se cumpliera con la cortante mínima será necesario incrementar mediante un factor de escala proporcionando todos los otros resultados obtenidos a excepto los desplazamientos. De la siguiente manera.

☞ Para estructuras *regulares*

$$\text{Factor} = \frac{0.80 * V_{\text{Estatico}}}{V_{\text{Dinamico}}}$$

☞ Para estructuras *irregulares*

$$\text{Factor} = \frac{0.90 * V_{\text{Estatico}}}{V_{\text{Dinamico}}}$$

Este factor de escala será usado para el diseño sísmico de los elementos resistentes al sismo y mas no para hacer cumplir la deriva máxima por lo tanto este factor se obtendrá al finalizar satisfactoriamente el análisis dinámico cumpliendo con la deriva máxima.

2.7.4 Desempeño Ante Sismo Moderado Y Severo

La norma E.070 establece que el diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad (con los elementos de confinamiento) y control de la degradación de resistencia y rigidez y el objetivo fundamental de la norma es lo siguiente.

- ✓ Ante acciones de sismo *Moderado*, la estructura se comporte en el rango elástico sin producir la fisuración de ningún muro portante.
- ✓ Ante acciones de sismo *Severo*, la estructura quede en estado económicamente reparable.

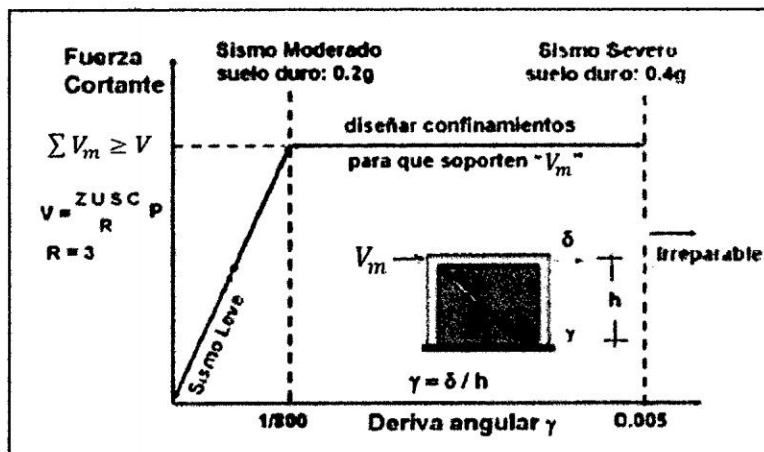


Figura 2.35: objetivos del diseño mediante la norma E.070

Este objetivo fundamental de la norma se logra con las siguientes condiciones:

- ✓ Los elementos de refuerzo deben soportar la carga que inicio la falla (V_m) de los muros, para que no ocurra degradación de resistencia durante el sismo severo.
- ✓ Proveyendo suficiente resistencia y rigidez al edificio atreves de los muros reforzados ($\sum V_m \geq V$) en cada entrepiso del edificio.

2.8 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.8.1 Combinación de Cargas para diseño de muros de albañilería.

La norma E.070 define las siguientes combinaciones de carga para el diseño de los muros portantes:

- **Por cargas de gravedad**

Carga de gravedad máxima de servicio P_m : con sobrecarga al 100%

Carga gravitacional de servicio P_g : con sobrecarga reducida al 25%

- **Por sismo moderado**

Fuerza cortante V_e : Producida por el sismo moderado en el muro en análisis

Momento flector M_e : Producida por el sismo moderado en el muro en análisis

2.8.2 Combinación de Cargas para diseño de elementos de concreto armado.

La norma E.060 indica que la resistencia requerida para cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo será como mínimo.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \mp CS$$

$$U = 0.9CM \mp CS$$

2.8.3 Diseño De Muros Portantes De Albañilería Confinada.

Se realizara nueve pasos básicos de diseño de los muros de albañilería confinada los cuales siguen las indicaciones de la norma E.070 de albañilería capítulo 8 y 9. También se toma

en cuenta las indicaciones del Ing. Ángel san Bartolomé en su blog de la PUCP y sus publicaciones de investigación.

Para el diseño de muros de albañilería y muros de concreto armado con el programa Etabs, se asignan piers a los muros, por efecto de las cargas de gravedad y sismo en el interior de los muros aparecen esfuerzos normales y de corte. Sin embargo, para efectos de diseño es necesario integrar estos esfuerzos para determinar las fuerzas internas en las secciones del elemento muro (fuerza axial, fuerzas cortantes y momentos flectores) [Ref.2.17]

Un muro pier permite obtener las fuerzas internas en secciones horizontales de muros formados por objetos de área verticales (tipo muro), o por una combinación de objetos de área y de línea verticales.

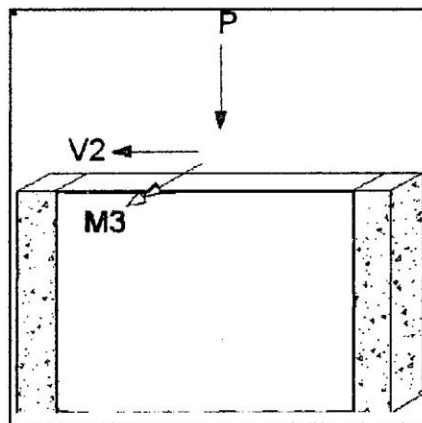


Figura 2.36: Fuerzas internas en un muro de albañilería

2.8.3.1 Recubrimiento Mínimo Del Refuerzo De Los Elementos De Confinamiento.

La norma E.070-11.10 indica el recubrimiento mínimo de concreto a proporcionar hasta el borde exterior de los estribos.

Los recubrimientos recomendados a usar son.

Recub. = 2.0 cm: Cuando los muros y los elementos de confinamiento son tarrajeados

Recub. = 3.0 cm: Cuando son caravista

Recub. = 2.5 cm: Cuando una de las caras no es tarrajada y la otra si

2.8.3.2 Datos Para El Diseño Del Muro

- Geometría:

Longitud : $l_i = \dots$

Altura Libre : $h_i = \dots$

Espesor Efectivo : $t_i = \dots$

Modulo de sección : $S_i = \frac{t_i l_i^2}{6}$

Momento de Inercia : $I_i = \frac{S_i l_i}{2}$

- Cargas Actuantes:

Carga de gravedad máxima de servicio : $P_{mi} = \dots$

Carga de Gravedad de servicio con sobrecarga reducida : $P_{gi} = \dots$

Fuerza cortante producida por sismo Moderado : $V_{ei} = \dots$

Momento Flector Producido por sismo Moderado : $M_{ei} = \dots$

- Resistencias:

Resistencia de la Albañilería a la compresión : $f_m' = \dots$

Resistencia característica a corte de la Albañilería : $v_m' = \dots$

Resistencia a la compresión del concreto : $f_c' = \dots$

Acero : $f_y = \dots$

2.8.3.3 Diseño Por Compresión Axial

- Esfuerzo actuante (f_a):

$$\sigma_{mi} = \frac{P_{mi}}{l_i t_i}$$

- Esfuerzo Admisible (F_a):

$$F_{ai} = 0.2 f_m' \left[1 - \left(\frac{h_i}{35 t_i} \right)^2 \right]$$

- Comparando esfuerzos

$$\sigma_{mi} \leq 0.15 f_m \leq F_{ai} \dots \dots \text{ok}$$

“de no cumplirse esta condición se mejorara la distribución de cargas, mejorar la calidad del ladrillo, cambiar de espesor de muro por ultimo cambiar el muro a una placa de concreto armado”

2.8.3.4 Diseño Por Corte Ante Sismo Moderado

- Factor de reducción de Resistencia al Corte por efecto de esbeltez (α):

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_{ei} l_i}{M_{ei}} \leq 1$$

- Resistencia al corte de agrietamiento Diagonal (V_m):

$$V_{mi} = 0.5 v_m \alpha t_i l_i + 0.23 P_{gi}$$

- Control de Fisuración

$$V_{ei} \leq 0.55 V_{mi} \dots \dots \text{ok Fuerza cortante Admisible}$$

“de no cumplirse esta condición se mejorara la distribución de cargas, mejorar la calidad del ladrillo, cambiar de espesor de muro, incrementar el peralte de los dinteles para disminuir M_{ei} y así aumentar α por ultimo cambiar el muro a una placa de concreto armado”

El primer piso se agrieta diagonalmente cuando $V_{ei} \approx V_{mi}$ [Ref. 2.2]

2.8.3.5 Diseño Por Corte Ante Sismo Severo

- Fuerza Cortante para sismo severo (V_{ui})

$$2 \leq \text{factor} = \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

$$V_{ui} = V_{ei} * \text{factor}$$

- Momento Flector para sismo severo (M_{ui})

$$M_{ui} = M_{ei} * \text{factor}$$

$$V_{ui} \leq V_{mi} \text{ y } \sigma_{mi} \leq 0.05 f_m \dots \dots \text{ok (muro no Agrietado)}$$

En caso contrario el muro se agrieta y la condicion de diseño sera Agrietado

- Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros:

Se reforzara Horizontalmente cuando $\left\{ \begin{array}{l} V_{ui} \geq V_{mi} \\ \sigma_{mi} \geq 0.05f_m \end{array} \right.$

- Espaciamiento del Refuerzo Horizontal:

$$S_{Hilera-i} = \frac{A_s}{0.001t_i} \quad \text{donde } A_s: \text{Area del acero de refuerzo Horizontal}$$

Se ha demostrado que cuantías superiores no incrementa significativamente la resistencia a fuerza cortante en los muros confinados, sino tan solo incrementan la deformación inelástica (ductilidad) [Ing. A. San Bartolomé]

2.8.3.6 Verificación De La Resistencia Al Corte Del Edificio

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio en cada entrepiso y en cada dirección principal se debe cumplir la siguiente expresión.

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei} \dots \dots ok$$

Si se cumple esta condición el resto de muros que no fueron considerados en el cálculo de $\sum V_{mi}$, en la dirección considerada pueden ser no confinados porque ya no tendrían responsabilidad sísmica solo pueden ser portantes de carga vertical.

Donde:

$\sum V_{mi}$: Sumatoria de resistencia al corte de muros (Confinados, Armados y de C°A°)

V_{Ei} : Fuerza cortante actuante en el entrepiso (i) Producida por el sismo severo

“de no cumplirse esta condición se mejorara la distribución de cargas, mejorar la calidad del ladrillo, cambiar de espesor de muro, incrementar el peralte de los dinteles para disminuir M_{ei} y así aumentar α y por ultimo cambiar el muro a una placa de concreto armado para el cual su valor V_{mi} corresponde a la resistencia que aporta el concreto V_{ci} ”

$$V_{ci} = 0.53 \sqrt{f_c} \cdot t_i l_i$$

En caso de que la resistencia al corte global sea excesiva cuando: $\sum V_{mi} \geq RV_{Ei}$ el edificio se comporta elásticamente ante el sismo severo y solo requiere colocar refuerzo mínimo en las secciones de los elementos de confinamiento.

2.8.3.7 Diseño De Las Columnas Extremas De Confinamiento

Recordar que no existe momento flector porque la columna al estar conectado al muro, no se curva por flexión, *incluso después del agrietamiento [Ing. A. San Bartolomé]*

• ***En Muros En Condición De Diseño Agrietado***

Numero de Columnas de confinamiento (2) en caso de un solo paño: $N_{ci} = \dots$

$$M_i = M_{u1} - \frac{V_{m1}h_1}{2}$$

$$F_i = \frac{M_i}{l_i}, \quad L_{mi} = \text{Max.}(0.5l_i, \text{Long. Paño Mayor})$$

$$P_{ci} = \frac{P_{gi}}{N_{ci}}$$

➤ ***Fuerzas Internas***

<i>Fuerzas Internas De La Columna Extrema De Confinamiento</i>			
<i>Columna</i>	<i>Fuerza Cortante</i> V_{ci}	<i>Fuerza de Tracción</i> T_i	<i>Fuerza de Compresión</i> C_i
<i>Extrema</i>	$1.5 \frac{V_{m1}L_{mi}}{l_i(N_c + 1)}$	$F_i - P_c$	$F_i + P_c$

➤ ***Determinación De Refuerzo Vertical***

Factor de reducción de resistencia : $\phi = 0.85$

Coefficiente de fricción para juntas sin tratamiento : $\mu = 0.8$

Coefficiente de fricción para juntas sin lechada de cemento : $\mu = 1.0$

Por Corte Fricción:

$$A_{sfi} = \frac{V_{ci}}{f_y \mu \phi}$$

Por Tracción:

$$A_{sti} = \frac{T_i}{f_y \phi}$$

$$A_{si} = \max. \left\{ \begin{array}{l} A_{sfi} + A_{sti} \\ \frac{0.1 f_c A_{ci}}{f_y} \end{array} \right. , \text{ minimo: } 4\phi 8 \text{ mm o } 4\phi \frac{3}{8}$$

➤ *Determinación De La Sección De Concreto*

Diseño por Corte-Fricción:

Columnas con Estribo cerrados : $\phi = 0.70$

Columnas con Estribo Zunchos : $\phi = 0.75$

Columnas sin muros transversales : $\delta = 0.80$

Columnas confinadas con muros transversales : $\delta = 1.00$

$$A_{cfi} = \frac{V_{ci}}{0.2 f_c \phi} , \phi = 0.85$$

Diseño por compresión:

$$A_{ni} = A_{si} + \frac{\frac{C_i}{\phi} - A_{si} f_y}{0.85 \delta f_c}$$

$$A_{ci} = \max. \left\{ \begin{array}{l} A_{ni} \\ A_{cfi} \end{array} \right. , \text{ minimo: } 15t \text{ cm}^2$$

➤ *Determinación De Estribos*

En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45cm o 1.5d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento). Se deberá colocar el menor de los siguientes espaciamientos "s_i" entre estribos:

Peralte de columna : $d = \dots$

Espesor del núcleo confinado : $t_n = \dots$

Suma de área de las paralelas del estribo : $A_v = \dots$

$$S_i = \min. \begin{cases} S_{1i} = \frac{A_v f_y}{0.3 t_n f_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)} \\ S_{2i} = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f_c} \\ S_{3i} = \frac{d}{4} \geq 5cm \\ S_{4i} = 10cm \end{cases}$$

Confinamiento mínimo con estribos será:

[]6mm, 1@5, 4@10, Rsto@25cm

2[]en la union solera – Columna y []@10 en el Sobrecimientos

• **En Muros En Condición De Diseño No Agrietado**

➤ **Fuerzas Internas**

FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA EXTREMA DE CONFINAMIENTO		
Columna	Fuerza de Tracción T_i	Fuerza de Compresión C_i
Extrema	$F_i - P_c$	$F_i + P_c$

➤ **Determinación De Refuerzo Vertical**

Factor de reducción de resistencia : $\phi = 0.9$

Por Tracción:

$$A_{sti} = \frac{T_i}{f_y \phi}$$

$$A_{si} = \max. \left\{ \frac{A_{sti}}{0.1 f_c A_{ci}}, \text{ minimo: } 4\phi 8mm \text{ o } 4\phi \frac{3}{8} \right\}$$

➤ **Determinación De La Sección De Concreto**

Diseño por compresión:

Columnas con Estribo cerrados : $\phi = 0.70$

Columnas con Estribo Zunchos : $\phi = 0.75$

Columnas sin muros transversales : $\delta = 0.80$

Columnas confinadas con muros transversales : $\delta = 1.00$

$$A_{ni} = A_{si} + \frac{C_i - A_{si}f_y}{0.85\delta f_c}$$

$$A_{ci} = A_{ni}, \text{ minimo: } 15t \text{ cm}^2$$

➤ *Determinación De Estribos*

En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45cm o 1.5d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento). Se deberá colocar el menor de los siguientes espaciamientos "s_i" entre estribos:

Peralte de columna : d = ...

Espesor del núcleo confinado : t_n = ...

Suma de área de las paralelas del estribo : A_v = ...

$$S_i = \min. \begin{cases} S_{1i} = \frac{A_v f_y}{0.3 t_n f_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1\right)} \\ S_{2i} = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f_c} \\ S_{3i} = \frac{d}{4} \geq 5cm \\ S_{4i} = 10cm \end{cases}$$

Confinamiento mínimo con estribos será:

[]6mm, 1@5, 4@10, Rsto@25cm

2[]en la union solera – Columna y []@10 en el Sobrecimientos

2.8.3.8 Diseño De Las Columnas Internas De Confinamiento

➤ *Fuerzas Internas*

<i>Fuerzas Internas De La Columna Internas De Confinamiento</i>			
<i>Columna</i>	<i>Fuerza Cortante</i> V_{Ci}	<i>Fuerza de Tracción</i> T_i	<i>Fuerza de Compresión</i> C_i
<i>Extrema</i>	$\frac{V_{m1} L_{mi}}{l_i (N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h_1}{l_i} - P_c$	$P_{ci} - \frac{V_{m1} h_1}{2l_i}$

- En Muros En Condición De Diseño Agrietado

Se siguen los mismos pasos de diseño de columnas externas.

- En Muros En Condición De Diseño No Agrietado

Solo llevan cuantía mínima.

2.8.3.9 Diseño De Las Vigas Soleras De Confinamiento

- En Muros En Condición De Diseño Agrietado

La solera se diseña para soportar Tracción pura:

➤ *Fuerzas Internas*

$$T_{si} = V_{m1} \frac{L_m}{2l}$$

➤ *Determinación De Refuerzo Horizontal*

$$A_{si} = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c t e_{losa}}{f_y}, \quad \phi = 0.9, \quad \text{mínimo } 4\phi 8\text{mm o } 4\phi \frac{3}{8}$$

➤ *Determinación De Estribos*

En la viga solera se colocara estribos mínimos:

$$\boxed{16\text{mm}, 1@5, 4@10, Rsto@25\text{cm}}$$

- En Muros En Condición De Diseño No Agrietado

La solera se diseña para soportar Tracción pura:

➤ *Fuerzas Internas*

$$T_{si} = V_{ui} \frac{L_m}{2l_i}$$

➤ *Determinación De Refuerzo Horizontal*

$$A_{si} = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c t e_{losa}}{f_y}, \quad \phi = 0.9, \quad \text{mínimo } 4\phi 8\text{mm o } 4\phi \frac{3}{8}$$

➤ *Determinación De Estribos*

En la viga solera se colocara estribos mínimos:

$$\boxed{16\text{mm}, 1@5, 4@10, Rsto@25\text{cm}}$$



2.8.3.10 Diseño Para Cargas Ortogonales Al Plano Del Muro

Los muros portantes confinados, que cumplan con la condición del espesor efectivo ($t \geq h_i/20$ y $t \geq h_i/25$) en zona sísmica 2,3 y 1 respectivamente) y con la condición ($\sigma_{mi} \leq F_{ai} \leq 0.15f_m$), como indica la norma E.070, no necesitaran ser diseñados ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de albañilería, a no ser que exista excentricidad de la carga gravitacional.

- Momento máximo de flexión del muro (M_{ti}):

$$M_{ti} = \frac{\sum F_i H_i}{\sum F_i} V_{ei}$$

- Esfuerzo resultante del momento (f_{mi}):

$$f_{mi} = \frac{M_{ti}}{S_i}$$

- Esfuerzo admisible para compresión (F_m):

$$F_{mi} = 0.40f_m$$

- Esfuerzo resultante de la carga axial son sobrecarga reducida (f_{ai}):

$$f_{ai} = \frac{P_{gi}}{l_i t_i}$$

- Verificación por Flexo compresión:

$$\frac{f_{ai}}{F_{ai}} + \frac{f_{mi}}{F_{mi}} \leq 1.33 \dots \dots ok$$

2.9 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUPER-ESTRUCTURA.

Para calcular la resistencia requerida, o cargas últimas de diseño y hacer el diseño por el “Método a la Resistencia Última”, se usarán combinaciones de carga, según la norma E.060, por tanto la combinación de cargas será:

$$COMB1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$COMB2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$COMB3 = 0.90CM \pm CS$$

$$ENVOLVENTE = COMB1 + COMB2 + COMB3$$

Los elementos estructurales se diseñan considerando en la estructura la cortante mínima, para el cual se escalaran con un factor ya descritos en el ítem anterior. En caso de edificios de albañilería se trata de diseños por *esfuerzos admisibles*, en el diseño se usara el sismo moderado por tanto los factores de escala se reducen a la mitad.

En caso de edificios aporricadas se requiere *resistencia requerida*, se utiliza el sismo severo con factor de escala calculado como se indico en el ítem anterior.

El método usado para el diseño de los elementos resistentes estructurales es el “Método a la Rotura” o “Método a la Resistencia Última”, el cual considera que el concreto armado está en un estado de esfuerzos cercanos a la falla, donde alguno de los dos materiales que conforman el hormigón armado estará en su rango inelástico no lineal.

Las condiciones que debe cumplir este diseño es que la Resistencia de diseño de cualquier elemento estructural debe ser menor o igual al Esfuerzo Último, calculado a partir de las combinaciones de carga. Por lo tanto para un elemento sometido a Momento, Cortante y Carga Axial las condiciones son las siguientes:

$$Resistencia\ de\ diseño = \phi(Resistencia\ nominal) \geq Resistencia\ requerida$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad \phi V_n \geq V_u \quad , \quad \phi M_n \geq M_u$$

Los valores de los factores de reducción de resistencia ϕ de las condiciones anteriores, tienen valores diferentes dependiendo de la precisión con la cual puedan calcularse las diferentes resistencias; éstos también reflejan la importancia probable de un elemento en la supervivencia de la estructura y el control de calidad probable alcanzado. Estos valores de ϕ están establecidos en la norma E.060 ítem 10.3.2 y en la norma ACI 318-08 ítem 9.3.2

✓ Sección controlada por compresión.

$\phi = 0.75$ E.060, $\phi = 0.75$ ACI 318-08: Elementos con refuerzo en espiral

$\phi = 0.70$ E.060, $\phi = 0.65$ ACI 318-08: Otros elementos reforzados

✓ Cortante y torsión

$\phi = 0.85$ E.060, $\phi = 0.75$ ACI 318-08:

✓ Sección controlada por flexión

$\phi = 0.90$ E.060, $\phi = 0.90$ ACI 318-08:

2.9.1 Recubrimiento Mínimo Del Refuerzo

La norma E.060-7.9.1 indica el recubrimiento mínimo de concreto a proporcionar, el ACI 318.08-7.7 indica que el recubrimiento se mide hasta el borde exterior de los estribos.

Los recubrimientos recomendados a usar son.

Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar:

Recub. = 7cm: Zapatas, Losas de cimentación, vigas de cimentación.

Concreto no expuesto al ambiente (protegido por un revestimiento) ni en contacto con el suelo (vaciado con encofrado y/o solado):

Recub. = 2cm: Losas, aligerados, muros de corte, cascaras y laminas plegables

Recub. = 4cm: Columnas y Vigas

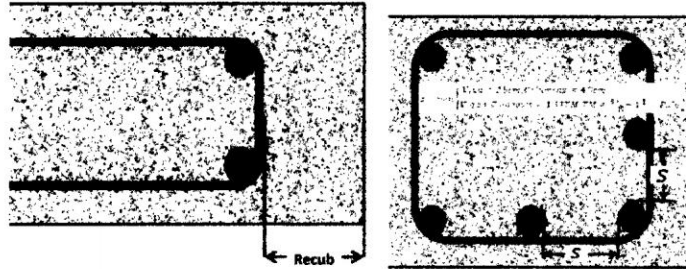


Figura 2.37: Recubrimiento mínimo y espaciamiento de refuerzo longitudinal de acero

2.9.2 Categoría De Diseño Sísmico (CDS)

La categoría de diseño sísmico de una estructura se refiere al nivel de amenaza sísmica que debe resistir una estructura. El ACI 318.08-21.1.1 indica que “*Los requisitos de diseño y detallado deben ser compatibles con el nivel de disipación de energía (o tenacidad) supuestos en el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño. Para facilitar esta compatibilidad se usan específicamente los términos ordinario, intermedio y especial.*”. De la norma E.030, ACI 318.08-21.1.1 y de acuerdo al ATC-40-4.4.2.2-Tabla 4.4, se puede correlacionar para ubicar en que categoría de diseño sísmico caen los elementos estructurales a diseñar, de la siguiente manera.

- **CDS-Ordinarios**

- ✓ Corresponden a la amenaza sísmica más baja
- ✓ Ubicados en la zona 1, con aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia en 50 años, $Z=0.075$ a 0.15
- ✓ Categorías A y B

- **CDS-Intermedios**

- ✓ Pueden ser sometidas a movimientos del terreno moderadamente fuertes.
- ✓ Ubicados entre la zona 1 y zona 2, con aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia en 50 años, $Z= 0.20$
- ✓ Categoría C

- **CDS-Especiales**

- ✓ Pueden ser sometidas a movimientos fuertes del terreno

- ✓ Ubicados en la zona 2 y zona 3, con aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia en 50 años, $Z= 0.30$ a 0.40
- ✓ Categorías D,E y F

Y el siguiente cuadro muestra los ítems a considerar del capítulo 21 de la norma ACI 318.08 para el diseño de los elementos Sismoresistentes de un edificio, de acuerdo a la categoría de diseño sísmico (CDS) que pertenezca.

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Categoría de diseño sísmico (CDS)			
	A (ninguna)	B (21.1.1.4)	C (21.1.1.5)	D (21.1.1.6)
Requisitos de análisis y diseño	Ninguna	21.1.2	21.1.2	21.1.2, 21.1.3
Materiales		Ninguna	Ninguna	21.1.4 21.1.7
Elementos de pórtico		21.2	21.3	21.5, 21.6, 21.7, 21.8
Muros estructurales y vigas de acople		Ninguna	Ninguna	21.9
Muros estructurales prefabricados		Ninguna	21.4	21.4,† 21.10
Diafragmas y cerchas estructurales		Ninguna	Ninguna	21.11
Cimentaciones		Ninguna	Ninguna	21.12
Elementos de pórtico que no se han diseñado para resistir fuerzas inducidas por movimientos sísmicos		Ninguna	Ninguna	21.13
Anclajes		Ninguna	21.1.8	21.1.8

* Además de las disposiciones de los Capítulos 1 al 19 excepto en lo que se modifiquen en el Capítulo 21. La sección 22.10 también aplica en CDS D, E y F.
 † Como lo permite el reglamento general de construcción del que este Reglamento forma parte integral.

Tabla 2.10: resumen de las aplicaciones de disposiciones del Capítulo 21 como se deben emplear cuando se usan los requisitos mínimos en las diversas categorías de diseño sísmico

2.9.3 Diseño De Los Muros Estructurales

Los muros estructurales de concreto armado serán diseñados de acuerdo a las disposiciones del capítulo 15 de la norma E.060 y la del ACI-318-08 Capítulo 14. Los muros de corte deberán ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte, de acuerdo a las disposiciones de la norma E.060.

Se diseñan los muros estructurales asignándolos como “Piers” (pilares), en programas como el Etabs, para integrar todas las fuerzas y momentos.

2.9.3.1 Datos Para El Diseño Del Muro

- **Espesor mínimo**

La norma E.060-15.4.1 (2006), indica que el espesor del muro será de **10cm** para muros de corte y **20cm** para muros de corte de sótano ubicados en las fachadas. Y en la nueva norma E.060-21.9.3 (2009) indica que el espesor del alma de los muros será de **15cm o $H_m/25$** para muros de corte y **20cm** para muros de corte de sótano ubicados en las fachadas.

El ACI 318.8-14.5.3, indica que el espesor del muro será de **10cm, $L_m/25$ o $H_m/25$** para muros de corte y **19cm** para muros de corte de sótano ubicados en las fachadas.

- **Geometría**

Longitud : $L_{mi} = \dots$

Altura Libre : $H_{mi} = \dots$

Espesor Efectivo : $t_{mi} = \dots$

- **Cargas actuantes**

Carga Axial : $P_u = \dots$

Fuerza cortante : $V_u = \dots$

Momento Flector : $M_u = \dots$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 175 - 350 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

2.9.3.2 Diseño Por Compresión

Se usara el método empírico para determinar la resistencia del muro a la compresión, con la siguiente formula.

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{KH_m}{32t} \right)^2 \right] \geq P_u \rightarrow \text{No requerira Refuerzo por compresion}$$

Donde:

$$\phi = 0.70 \text{ E.060, } \phi = 0.65 \text{ ACI-318-08}$$

$A_g = L_m * t_m$: Área de sección transversal del muro

K : Factor de restricción (E.060) o factor de longitud efectiva (ACI-318-08) toma valores de 0.80 a 2.0 según el tipo de muro y condiciones de apoyo establecidos en la normas indicadas.

El ACI-318-08-14.3.1 indica el refuerzo mínimo vertical y horizontal de un muro con aceros corrugados de resistencia a fluencia menores a 4200 Kg/cm^2 , debe ser lo siguiente.

☞ cuantía mínima de refuerzo vertical ρ_v

$$\rho_v = 0.0012 \leq 0.02 \text{ Para aceros de diámetros } \leq \phi 5'' / 8$$

$$\rho_v = 0.0015 \leq 0.02 \text{ Para aceros de diámetros } > \phi 5'' / 8$$

☞ cuantía mínima de refuerzo Horizontal ρ_h

$$\rho_h = 0.0020 \leq 0.02 \text{ Para aceros de diámetros } \leq \phi 5'' / 8$$

$$\rho_h = 0.0025 \leq 0.02 \text{ Para aceros de diámetros } > \phi 5'' / 8$$

Este requerimiento de acero en la sección del muro se verificara con el diseño a flexión y corte del muro de concreto armado.

2.9.3.3 Diseño Por Flexo-Compresión

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

- Muros Esbeltos ($\frac{H_{total}}{L_m} \geq 1$).

Serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresion (*relación de carga Axial-Momento*).

Para tantear un área de acero preliminar podemos estimar.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d}$$

Donde:

A_s : Área de acero preliminar en el muro

M_u : Momento requerido

$d = 0.80L_m$: Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tracción

$\phi = 0.9$:

Este tipo de muros serán diseñados con el programa Etabs o con el programa Csicol en el cual se verificara la relación OL/OC,

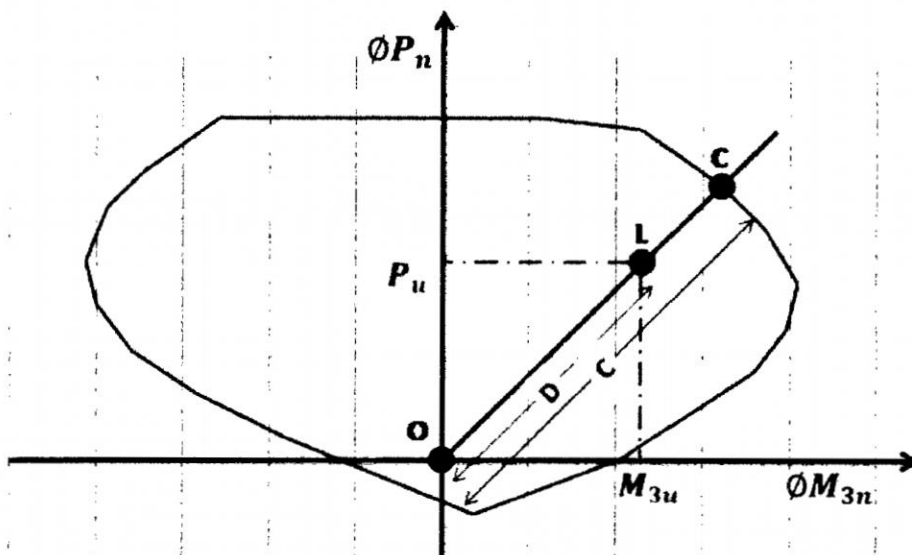


Figura 2.38: Diagrama de proporción de capacidad

Para verificar si el punto de esfuerzos en el muro recaen en el interior de la curva de diagrama de interacción. Del grafico se explica este procedimiento de verificación indicado en la norma UBC-2007 [Ref.2.15]

- ✓ Si $OL=OC$ ($D/C=1$) el punto (P_u, M_{3u}) encima de la curva de interacción y la capacidad del muro esta en el limite

- ✓ Si $OL < OC$ ($D/C < 1$) el punto (P_u, M_{3u}) dentro de la curva de interacción y la capacidad del muro esta adecuada
- ✓ Si $OL > OC$ ($D/C > 1$) el punto (P_u, M_{3u}) fuera de la curva de interacción y la capacidad del muro esta en el limite

2.9.3.4 Requerimiento De Confinamiento Para Muros

El ACI 318.08-21.9.6.2 establece la necesidad de usar elementos especiales de borde cuando se cumple la siguiente condición, basado en desplazamientos, entonces se requiere confinamiento en los extremos del muro.

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \text{ pero } \delta_u/H_m \geq 0.007 \text{ (ACI 318 08), } 0.005 \text{ E.060 2009}$$

Donde:

L_m : Longitud del muro completo

c : Mayor profundidad del eje neutro

H_m : Altura total del muro

δ_u (mm) : Desplazamiento del nivel más alto del muro afectado por el factor 0.75R (Norma E.030)

La Norma E.060 no nos indica sobre el confinamiento de muros a excepción de muros de ductilidad limitada al final de los anexos.

El valor mínimo de $\delta_u/H_m \geq 0.007$ está indicado en el ACI 318.08-21.9.6.2, La Norma E.060 indica el valor mínimo (0.005) y el Ing. San Bartolomé recomienda que $\delta_u/H_m \geq 0.005$, teniendo en cuenta que la ecuación anterior se deriva de un enfoque basado en desplazamientos [Ref.2.16], se tomara el valor mínimo de $\delta_u/H_m \geq 0.005$, E.060-21.9.7.4.a (2009), como se muestra en la siguiente figura.

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \text{ pero } \delta_u/H_m \geq 0.005$$

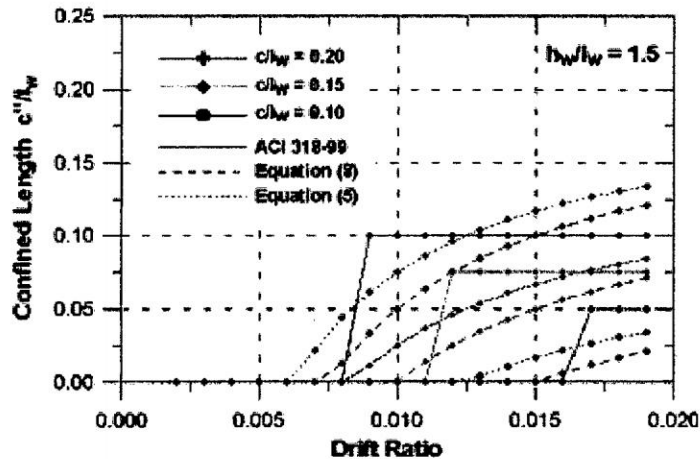


Figura 2.39: Longitud de confinamiento versus deriva para una relación de dimensiones =1.5. Fuente-[Ref.2.16]

El ACI-318-08-21.9.6.4 (a) indica que el elemento de borde debe de extenderse desde la fibra exterior extrema al alma del muro

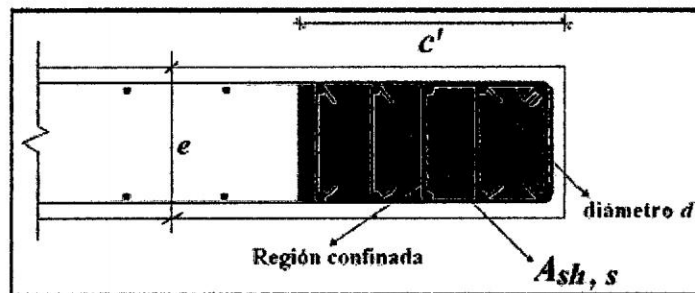


Figura 2.40: Confinamiento de muros de concreto armado

Se calcula con la siguiente ecuación la longitud de la región extrema a confinar.

$$c' = \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1L_m \\ \frac{c}{2} \end{array} \right.$$

2.9.3.4.1 Acero Longitudinal En La Zona De Confinamiento

La norma E.060-21.9.7.3 (2009) indica que el recubrimiento mínimo del refuerzo en los elementos de borde será de 2.5cm.

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas.

Se calculara tomando en cuenta lo indicado en la [Ref. 2.19] de la siguiente manera.

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} t_m d$$

Con el acero calculado se verificara que se cumpla que el momento resistente a flexión sea mayor que el momento requerido ($\phi M_n \geq M_u$), con la siguiente ecuación para secciones rectangulares sin acero de compresión:

$$\phi M_n = \phi A_{smin} f_y d \left(1 - \frac{0.5 \rho f_y}{f'_c} \right), \quad \rho = \frac{A_{smin}}{t_m d}, \quad \phi = 0.90$$

De no cumplirse $\phi M_n \geq M_u$ se incrementara el refuerzo a la zona confinada.

2.9.3.4.2 Acero Transversal En La Zona De Confinamiento

Calculo del acero transversal en el confinamiento del muro, según la norma ACI 318-08 21.6.4.4.

☞ *Acero Transversal que se requiere en la zona de confinamiento (paralelo al espesor del muro)*

El área de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, $A_{sh1,2}$ no debe ser menor que la requerida por las siguientes ecuaciones.

$$A_{sh1,2} \geq \begin{cases} 0.30 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s (c' - 2 * recub.) \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} s (c' - 2 * recub.) \end{cases}$$

Donde:

$A_g = t_m c'$: Área bruta de la sección

$A_c = (t_m - 2 * recub.) (c' - 2 * recub.)$: Área del núcleo del concreto confinado

s : Separación teórica de acero transversal.

☛ Acero que se requiere en la zona de confinamiento (Perpendicular al espesor del muro)

$$A_{sh1,2} \geq \begin{cases} 0.30 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s (t_m - 2 * recub.) \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_y} s (t_m - 2 * recub.) \end{cases}$$

• Empalmes

No se permite el empalme por traslape del refuerzo transversal en el alma dentro de una distancia igual o mayor a $0.25L_w$ del borde de un muro.

2.9.3.5 Diseño Por Corte

La norma E.060 indica que Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad \phi = 0.85$$

Donde:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \leq 2.65 t_m d \sqrt{f'_c}, \quad \text{E. 060 - 11.10.4 - 2009 y ACI318.08 - 11.9.3}$$

1.- contribución del concreto a la resistencia a corte del muro

La noma E.060 y el ACI 318.08-19.9.5, indican para calcular la capacidad del concreto al corte en muros de concreto armado.

$$V_c = \min. \begin{cases} 0.53 t_m d \sqrt{f'_c} \\ 0.85 t_m d \sqrt{f'_c} - \frac{P_u d}{4 L_m} \\ \left[0.15 \sqrt{f'_c} + \frac{L_m \left(0.3 \sqrt{f'_c} - 0.2 \frac{P_u}{L_m t_m} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_m}{2}} \right] t_m d \leftrightarrow \frac{M_u}{V_u} - \frac{L_m}{2} \geq 0 \\ 0 \leftrightarrow \frac{P_u}{A_g} < 0.1 f'_c \end{cases}$$

$$d = 0.80 L_m$$

La norma E.060-11.10.4-2009 indica que La contribución del concreto, V_c no debe exceder de:

$$V_c \leq \alpha_c t_m d \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.25 \leftrightarrow \left[\frac{h_m}{L_m} \right] \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.17 \leftrightarrow \left[\frac{h_m}{L_m} \right] \geq 2.0$$

2.- Refuerzo Horizontal para corte del muro

Si V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{A_{hv} f_y d}{s} \rightarrow \frac{A_{hv}}{s} = \left(\frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{d f_y} \right) * 100$$

Entonces reemplazando en la ecuación $V_u \leq \phi V_n$ se calcula el refuerzo horizontal requerido por fuerza cortante, con la ecuación 11.29 de la norma ACI-318-08.

$$\frac{A_{hv}}{s} (cm^2/m) = \max \left(\frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{d f_y} * 100, \quad 0.0025 * t_m * 100 \right)$$

Para calcular el espaciamiento del refuerzo Horizontal primero se selecciona el tipo de diámetro de acero horizontal a colocar con su área respectiva A_{su} .

$$S_h = \frac{2A_{su}}{\left(\frac{A_{hv}}{s} \right)} \text{ pero } S_h \leq \frac{L_m}{3}, 3t_m, 40cm$$

3.- Refuerzo vertical para cortante del muro

La cuantía de refuerzo vertical por corte, ρ_v respecto a una sección bruta horizontal, deberá cumplir:

$$\rho_h = \frac{2A_{su}}{S_h * t_m}$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Para calcular el espaciamiento del refuerzo Vertical primero se selecciona el diámetro de acero horizontal colocado en el diseño por flexocompresion A_{su} .

$$S_v = \frac{2A_{su}}{\rho_v t_m} \text{ pero } S_v \leq \frac{L_m}{3}, 3t_m, 40cm$$

Verificamos la siguiente condición establecida en la norma ACI-318-08-11.9.8

$V_u \leq 0.5\phi V_c$ → La norma E.060 establece que las cuantías de refuerzo vertical y horizontal podrían bajar a lo siguiente: $\rho_h > 0.002$ y $\rho_v > 0.015$.

Para calcular el acero por corte en el muro con el programa Etabs utiliza las mismas ecuaciones del ACI y la del UBC1997

En el siguiente grafico se muestra en resumen, el detalle de cálculo de diseño de un muro de concreto armado, con la norma ACI.318.08 y UBC-1997 realizada por el programa Etabs.

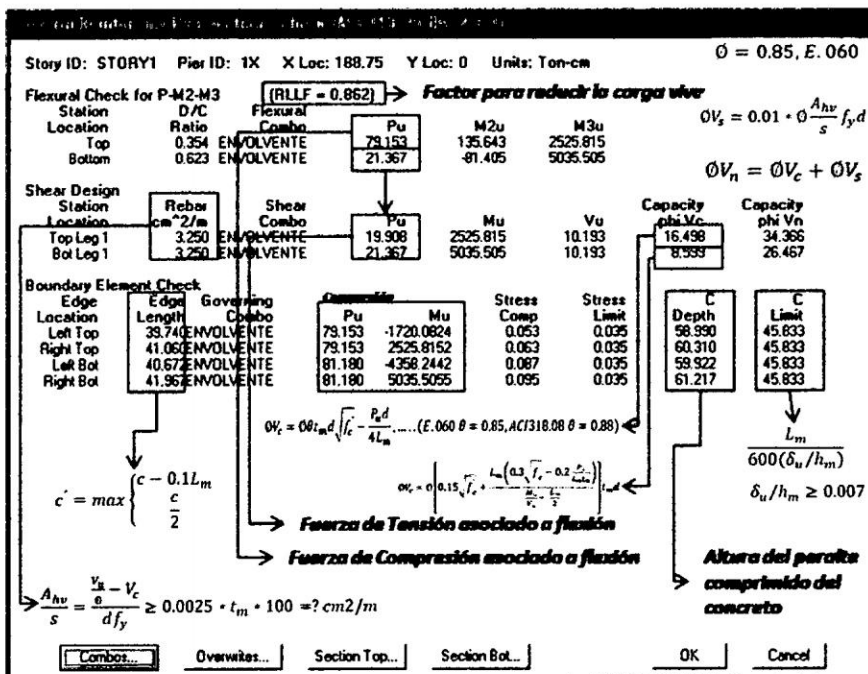


Figura 2.41: Detalle de diseño de Muro de concreto armado en el programa Etabs

2.9.4 Diseño De Columnas

- **Geometría**

Altura Libre : $H_{ci} = \dots$

Base : $b = \dots$

Peralte : $h = \dots$

- **Cargas actuantes**

Carga Axial : $P_u = \dots$

Fuerza cortante : $V_u = \dots$

Momento Flector : $M_u = \dots$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 175 - 350 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

2.9.4.1 Consideraciones particulares del diseño

Cuantías de acero mínima, máxima y óptima:

$$A_{s,min} = 0.01bh$$

$$A_{s,maxima} = 0.06bh$$

$$A_{s,optimo} = 0.04bh$$

2.9.4.2 Diseño por flexocompresion

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresion, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia se le denomina Diagrama de Interacción, con este método se realizara el diseño por flexocompresion como se indico en el ítem anterior en caso de diseño por flexocompresion en muros de corte, con el programa Etabs.

2.9.4.3 Diseño por corte

1.-Cálculo de fuerza cortante por capacidad

El diseño por corte es similar al efectuado para vigas, el cálculo de V_u de diseño se hace con los momentos nominales de la columna los cuales se obtienen del diagrama de interacción.

$$V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h}$$

2.-Fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección:

La norma E.030 limita la fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección:

$$V_{u\max} = 2.65\phi t_m d \sqrt{f'_c}$$

$$V_u \leq V_{u\max}$$

3.-Aporte a la resistencia del concreto al corte

El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante es similar al de las vigas con la única diferencia que en ese caso esta resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

4.-Aporte a la resistencia del acero de refuerzo al corte

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Y el espaciamiento se calculara de la siguiente manera.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

2.9.4.3.1 Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas

1.-Longitud de zona de confinamiento

$$L_{conf.} \geq \begin{cases} \frac{H_{ci}}{6} \\ 45cm \\ \max(b, h) \end{cases}$$

2.-Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento

$$s \leq \begin{cases} \min(b/2, h/2) \\ 10cm \end{cases}$$

3.-Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento

$$s \leq \begin{cases} 16d_b \\ \min(a, h) \\ 30cm \end{cases}$$

2.9.5 DISEÑO DE LAS VIGAS DE ACOPLAMIENTO

Las vigas de acoplamiento se consideran a las vigas con una relación menor a $luz/4$, y que acoplan a muros estructurales. Estos elementos están sometidos a fuertes esfuerzos de corte, por lo que se requiere un diseño especial, y cumpliendo alguna relaciones hasta se podría considerar refuerzo en diagonal.

Para el requerimiento de acero transversal se usarán las recomendaciones del capítulo 21 del ACI 318-08, sobre pórticos especiales resistentes a sismos.

En caso de acoplamiento de muros de concreto armado según la norma E.060 ítem 15.4.4 establece que la fuerza cortante en las vigas que unen a los muros, deberá limitarse a:

$$V_u \leq 1.60\phi \sqrt{f'_c} b_v h_v$$

Si no se cumpliera la relación indicada se recomienda utilizar refuerzo diagonal para resistir la tracción Diagonal que se genera en el muro.

Y no considerar ningún aporte del concreto a la resistencia ($V_c = 0$) y cuando la relación ($L_v/h_v < 2$), el esfuerzo por fuerza cortante deberá ser absorbido por barras diagonales debidamente ancladas en el muro.

- Las vigas de acople en los edificios de concreto armado están sujetas a grandes esfuerzos cortantes que aceleran la degradación por corte y la distribución no lineal de los esfuerzos, lo que hacen que las vigas fallen por tensión diagonal.
- Las vigas de acople en los edificios de albañilería confinada, resisten mayores fuerzas internas (*fuerza cortante y momento flector*), contrarrestan el efecto de la carga lateral, con lo cual rigidizan y reducen las fuerzas internas en los muros de albañilería, en particular el momento flector.

El diseño de las vigas de acople se verificaran con los datos extraídos del programa Etabs, en la siguiente figura se muestra la compatibilidad de diseño con la norma E.030.

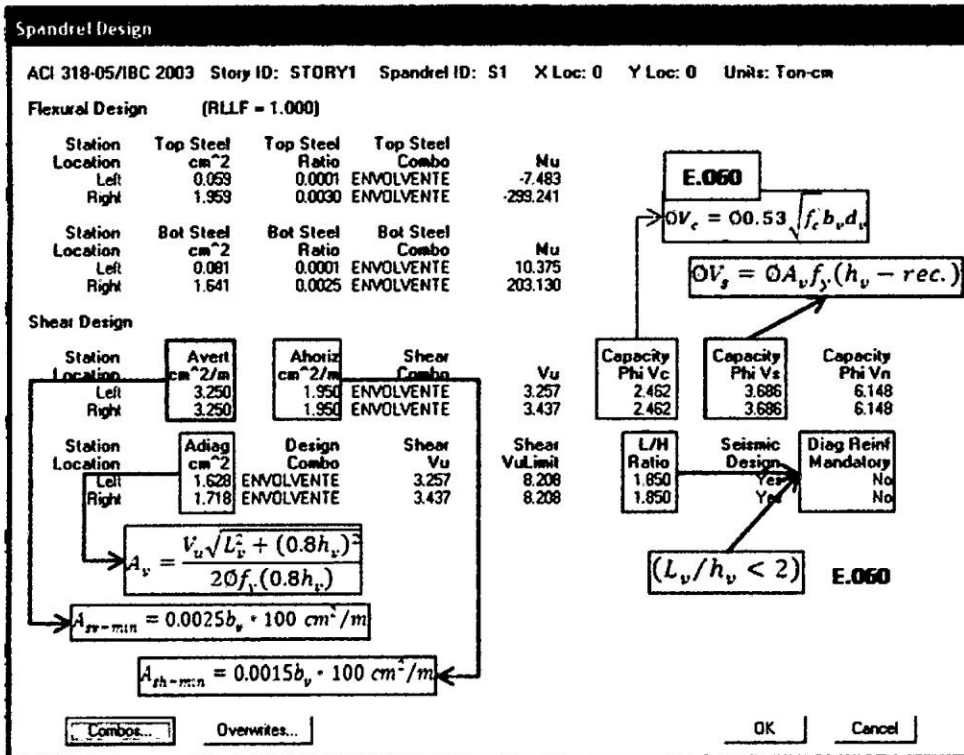


Figura 2.42: Detalle de diseño de vigas coplanares en el programa Etabs

$$\phi V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_v d_v$$

$$A_v = \frac{V_u \sqrt{L_v^2 + (0.8h_v)^2}}{2\phi f_y (0.8h_v)}$$

$$A_{sh-min} = 0.0015b_v \cdot 100 \text{ cm}^2/m$$

$$\phi V_s = 0 A_v f_y (h_v - rec.)$$

$$A_{sv-min} = 0.0025b_v \cdot 100 \text{ cm}^2/m$$

2.9.6 Diseño De Las Vigas Especiales Resistentes A Momento

Estas vigas fallan a flexión y corte, por lo tanto se diseñaran teniendo en cuenta lo indicado en la norma E.060 y el capitulo 21 de la norma ACI 318 08.

2.9.6.1 Datos Para El Diseño De Viga

- **Geometría**

Longitud : $L_v = \dots$

Altura Libre : $H_v = \dots$

Espesor Efectivo : $b_v = \dots$

Recubrimiento : $rec = 4cm, E. 060 - 7.9.1. C$

- **Cargas actuantes**

Fuerza cortante : $V_u = \dots$

Momento Flector : $M_{u(-)} = \dots$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = \dots$

Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

2.9.6.2 Diseño Por Flexión

El ACI 318.05-21.3.2.2, indica respecto a elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes, que *“La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.”*

Y el ACI 318.08-21.3.4.1, indica respecto a pórticos intermedios resistentes a momentos, que *“ La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo.”*

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de **un quinto** de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos. ”.

En este caso como se va a trabajar con el Etabs 9.6 con lo indicado del ACI 318.05-21.3.2.2, ya que estos factores en específico no se pueden modificar en el programa. Y como resumen se tiene la siguiente grafica de diseño por flexión de una viga Sismoresistente.

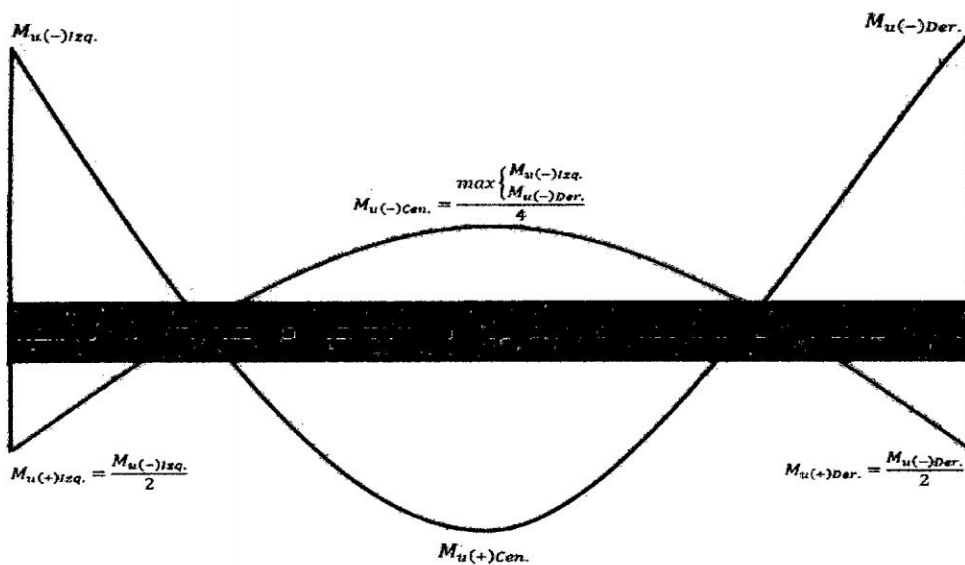


Figura 2.43: Momentos de diseño en una viga según el ACI 318-05

✓ *Calculo de la Cuantía balanceada, máxima y mínima:*

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \text{ E.060 - 9.6.3}$$

El valor de $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$, toma como maximo (E.060-11.2.1)

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85, \text{ Para } \rightarrow f'_c \leq 280 \frac{Kg}{cm^2} \\ 0.85 - 0.05 \rightarrow f'_c \geq 280 \frac{Kg}{cm^2} \end{cases}$$

El área de acero mínimo en la zona de tensión es:

$$A_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.0033476b_v d \\ \frac{4}{3} A_s, \text{ si } A_s < 0.0033476b_v d \end{array} \right.$$

El área de acero mínimo en la zona de compresión es:

$$A'_{smin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.0033476b_v(d - d') \\ \frac{4}{3}A'_s, \quad \text{si } A'_s < 0.0033476b_v(d - d') \end{array} \right.$$

Se elabora la siguiente tabla para diferentes calidades de concreto

$f'_c \text{ Kg/cm}^2$	β_1	ρ_b	$\rho_{max} = 0.75\rho_b$	$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14.06}{f_y}$
175	0.85	0.0177	0.0133	0.0033476
210	0.85	0.0213	0.0159	0.0033476
280	0.85	0.0283	0.0213	0.0033476

Tabla 2.11: Cuantía máxima y cuantía mínima en vigas

✓ *Calculo del acero requerido en la sección de una viga rectangular:*

Se calcula el área de acero requerido con las ecuaciones del ACI318-08 para la zona en tracción sea para momentos negativo o positivo.

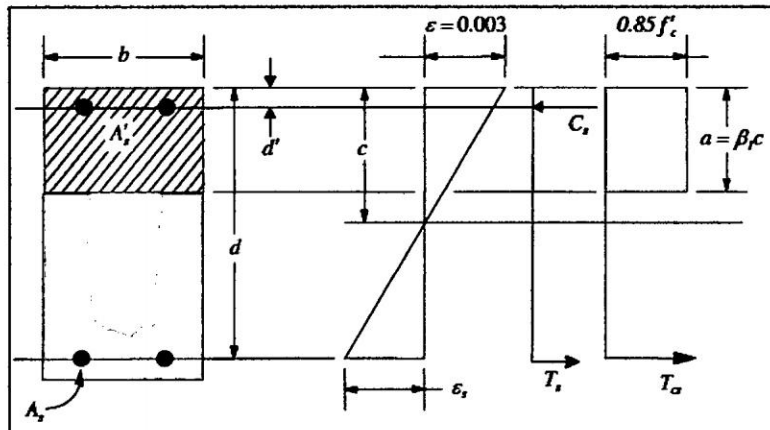


Figura 2.44: deformaciones y esfuerzos en una sección rectangular con falla balanceada

Con la siguiente ecuación se calcula la altura de bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{0.85f'_c\phi b_v}}, \quad \phi = 0.90 \quad \text{ACI 318.08 - 10.2}$$

El ACI 318.08-10.3.4 y la norma E.060-10.2 indican que El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones (Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponer-

se directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, entonces se calcula la distancia máxima del eje neutro a la fibra extrema en compresión.

$$c_{max} = \frac{\varepsilon_{cmax}}{\varepsilon_{cmax} + \varepsilon_{smin}} d = 0.375d$$

Donde:

$\varepsilon_{cmax} = 0.003$: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto.

$\varepsilon_{smin} = 0.005$: Deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003.

Calculando la altura máxima aceptable del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

$$a_{max} = \beta_1 c_{max} \quad ACI318.08 - 10.2.7.1$$

Entonces se verifica si la viga trabaja solo con requerimiento de refuerzo a tensión o también requiere el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

- **Si $a \leq a_{max}$ solo requiere refuerzo en la zona tensionada**

El área de acero se calcula con la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}, \phi = 0.90 \quad y \quad d = H_v - d'$$

- **Si $a > a_{max}$ requiere refuerzo en la zona tensionada y comprimida**

Se sigue los siguientes pasos para calcular el refuerzo.

$$\text{Fuerza desarrollada por el concreto: } C = 0.85 f'_c b a_{max}$$

Momento resistente por la compresión del concreto y la tensión del refuerzo es:

$$M_{uc} = \phi C \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right)$$

Y el momento requerido a resistir por el refuerzo en compresión y tensión es:

$$M_{us} = M_u - M_{uc}$$

El refuerzo requerido en la zona de compresión es.

$$A'_s = \frac{M_{us}}{\phi(f'_s - 0.85f'_c)(d - d')}, \text{ donde } f'_s = E_s \varepsilon_{cmax} \left[\frac{c_{max} - d'}{c_{max}} \right] \leq f_y$$

El refuerzo requerido en la zona de tensión.

Refuerzo requerido en la zona de tensión para equilibrar la compresión del concreto

es:

$$A_{s1} = \frac{M_{uc}}{\phi f_y \left[d - \frac{a_{max}}{2} \right]}$$

Y el refuerzo de tensión para equilibrar el refuerzo de compresión se da por:

$$A_{s2} = \frac{M_{us}}{\phi f_y [d - d']}$$

Por consiguiente, el refuerzo en la zona de tensión total es:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

2.9.6.3 Diseño Por Corte

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá

basarse en la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad \phi = 0.85 \quad \text{y} \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde:

V_c : Contribución del concreto al corte, E.060-13.2.1.1

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d$$

V_s : Contribución del acero al corte

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

El ACI 3118.08-21.3.3 indica que la fuerza cortante mayorada se determina a partir de la resistencia nominal a momento del elemento y de la carga gravitacional que tiene. Para

determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\phi = 1$) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. Como se indica en la siguiente figura.

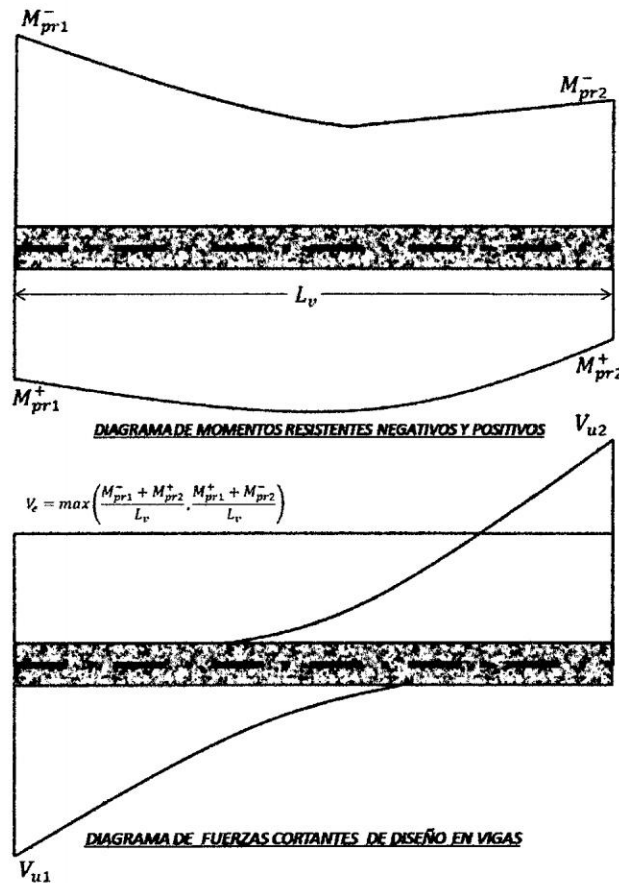


Figura 2.45: Diagrama que muestra como se calcula la cortante de diseño

El cortante asociado con esta condición (V_e , *cortante probable*) se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales determina para obtener así el cortante para el cual debe diseñarse la viga, el cual se expresa de la siguiente manera.

$$V_e = \max\left(\frac{M_{pr1}^- + M_{pr2}^+}{L_v}, \frac{M_{pr1}^+ + M_{pr2}^-}{L_v}\right)$$

$$V_u = V_{u1} + V_e \quad \text{Cortante ultimo de diseño}$$

En el programa Etabs V_e está representado por V_p

Verificación de cortante máximo

Del ACI 318.08-11.4.7.9 la fuerza cortante se puede limitar a un máximo de la siguiente manera.

$$V_{max} = V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_vd$$

Por lo tanto el diseño por cortante de la viga se limitara a las siguientes condiciones

- Si $V_u \leq 0.5\phi V_c$.

$$\frac{A_v}{s} = 0$$

- Si $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_{max}$.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

- Si $V_u \geq \phi V_{max} \rightarrow$ se debe de incrementar la sección de la viga

Espaciamiento del refuerzo por corte perpendicular al eje del elemento

La norma E.060 indica lo siguiente

$$s_{max} \leq \begin{cases} 0.5d \\ 60cm \end{cases}$$

$$si V_s \geq 1.1\sqrt{f'_c}b_vd \rightarrow s_{max} \leq \begin{cases} 0.25d \\ 30cm \end{cases}$$

La norma ACI 318.08-21.3.5.2, indica lo siguiente. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

$$s_{max} \leq \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 8\phi_{min.bar.Long} \\ 24\phi_{estribo} \\ 30cm \end{cases}$$

Finalmente se verificara la condición inicial $V_u \leq \phi V_n$, con el espaciamento final asignado.

El programa Etabs para considerar la fuerza cortante ultima de diseño considera el mayor entre V_u, V_e y así calcula la relación de área de acero entre el espaciamiento. También se debe tener en cuenta que para calcular los momentos resistentes se utiliza el acero de refuerzo longitudinal calculado por el programa y así calcular la cortante probable en la siguiente grafica se muestra en resumen los cálculos y resultados que realiza el programa Etabs

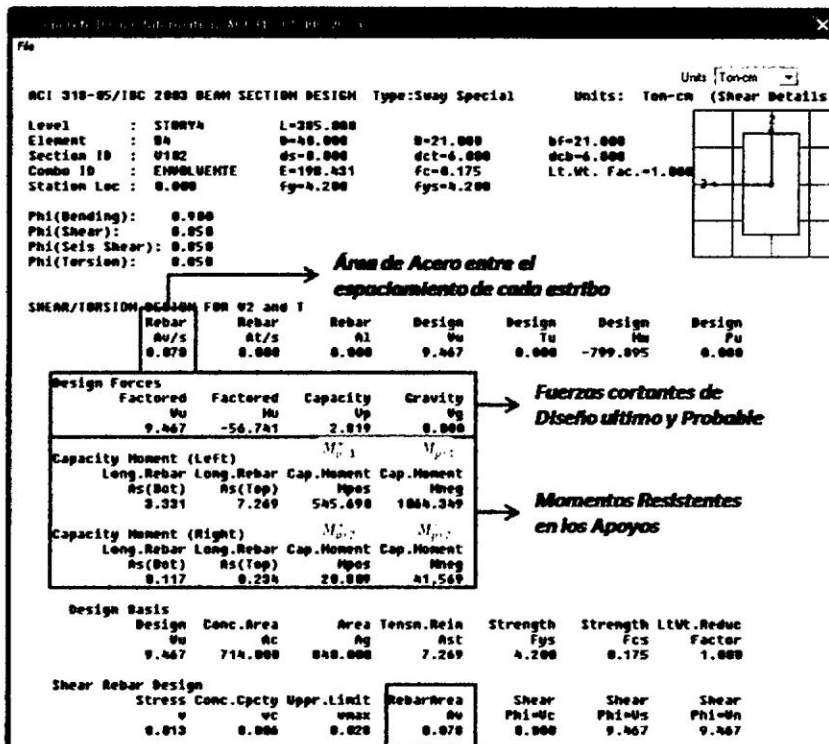


Figura 2.46: Detalle de diseño de viga por fuerza cortante en el programa Etabs

2.9.6.4 CORTE DEL ACERO DE REFUERZO

Se seguirá las recomendación del Ing. Antonio blanco Blasco del curso de concreto armado II de la PUCP, para el cual se tiene la siguiente grafica.

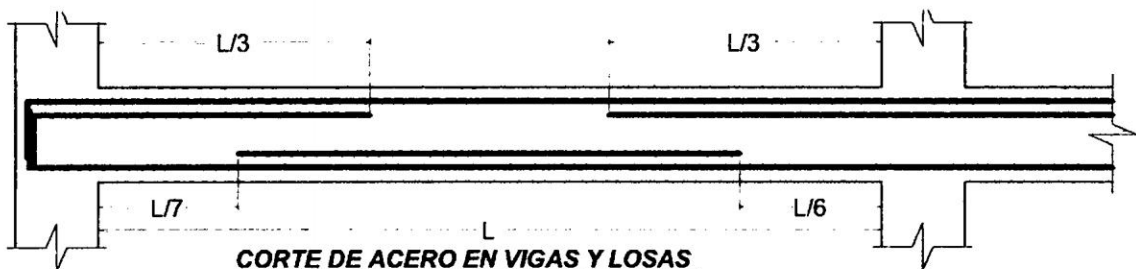


Figura 2.44: Criterio practico para corte de acero longitudinal en vigas

2.9.7 Diseño De Las Losas Aligeradas En Una Dirección

Este tipo de losas son las más comunes usadas en edificaciones de albañilería y pórticos se diseñaran considerando varios métodos para que finalmente se elija una sola metodología de diseño.

2.9.7.1 Datos para el diseño de la losa aligerada

- **Geometría**

Altura Total de losa : $H = \dots$

Espesor de la loseta : $e = \dots$

Espesor superior de la Vigüeta : $b_{w-sup.} = \dots$

Espesor inferior de la Vigüeta : $b_{w-inf.} = \dots$

Distancia de vigüetas entre ejes : $b = \dots$

- **Cargas actuantes**

Carga Muerta : $CM = 100 \text{ y } 310 \text{ Kg/m}^2$

Carga Viva : $CV = 200 \text{ y } 300 \text{ Kg/m}^2$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = \dots$

Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

2.9.7.2 Análisis Estructural

Para realizar el análisis estructural se puede idealizar como vigas continuas simplemente apoyadas como se observa en la siguiente figura.

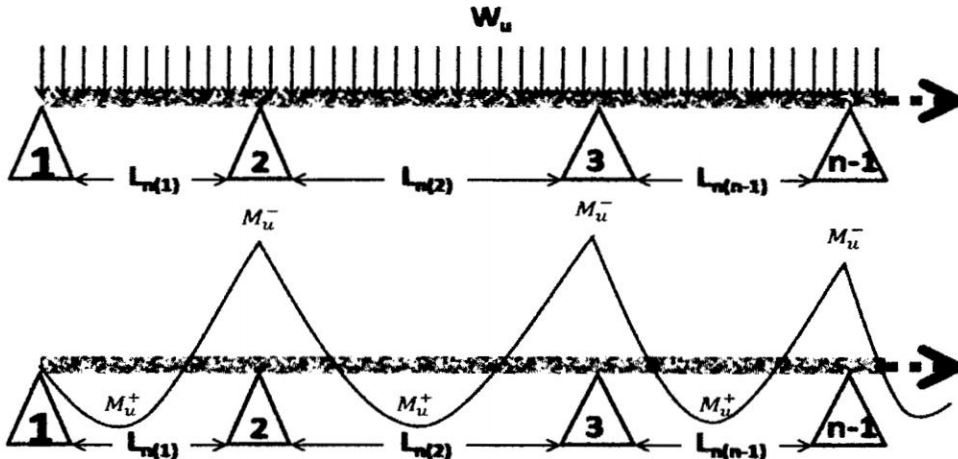


Figura 2.47: Viguetas continuas simplemente apoyadas

Cuando el extremo (1) es una viga de borde entonces será un apoyo simple, si fuera un muro el apoyo será empotrado.

Pero también como alternativa de análisis para el cálculo de los momentos flectores negativos y positivos, se obtienen con la aplicación del método simplificado de coeficientes. Indicados en el ACI 318.08-8.3.3, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones.

- Existan más de 2 vanos.
- Los vanos tienen que ser aproximadamente iguales, sin que el mayor de los vanos adyacentes exceda en más de 20 por ciento al menor,
- Las cargas estén uniformemente distribuidas.
- La carga viva no mayorada (CV) no debe exceder en 3 veces a la carga muerta no mayorada (CM).
- Los elementos sean prismáticos.

En la siguiente figura extraída del ACI 318.08-8.3.3 se observa el cómo se calcula los momentos flectores positivos y negativos.

Momento positivo	
Vanos extremos	
El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
Vanos interiores	$w_u \ell_n^2 / 16$
Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores	
$w_u \ell_n^2 / 11$	
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:	
Losas con luces que no excedan de 3 m, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	
$w_u \ell_n^2 / 12$	
Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para los elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos	
Cuando el apoyo es una viga de borde	$w_u \ell_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna	$w_u \ell_n^2 / 16$
Cortante en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior	
$1.15 w_u \ell_n / 2$	
Cortante en la cara de todos los demás apoyos	
$w_u \ell_n / 2$	

Figura 2.48: coeficientes del ACI 318 08 para momentos negativos y positivos

El cual se resume en la siguiente grafica.

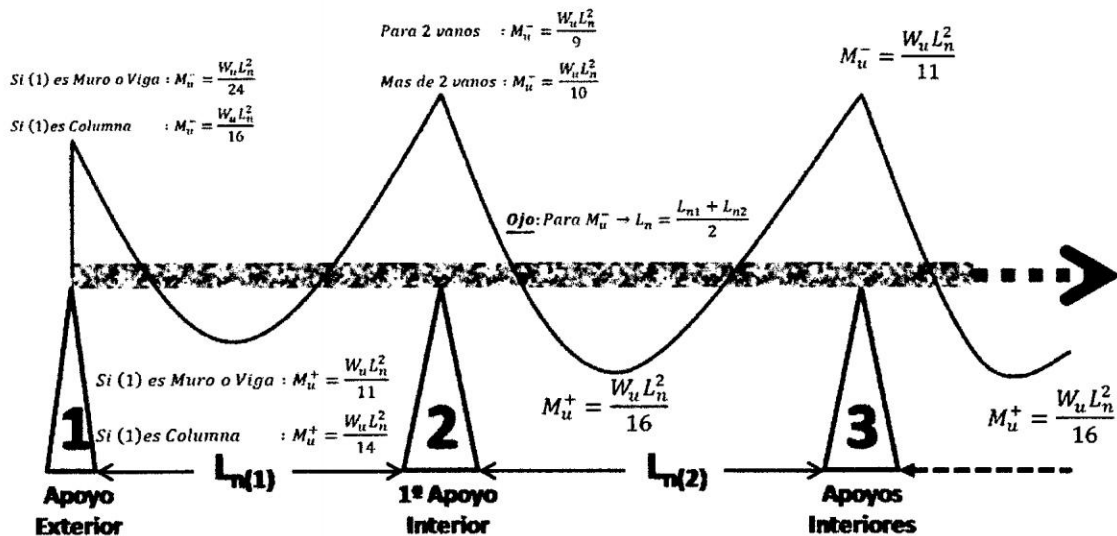


Figura 2.49: Método de los coeficientes del ACI para momentos negativos y positivos

Como otra alternativa de análisis se tendrán los programas como el Etabs en el cual se puede analizar a las viguetas como vigas secundarias en cada región, en el programa SAFE se ha observado que toma en cuenta el las condiciones de borde para el cálculo de los momentos negativos pero con l desventaja en el diseño que toma solo la sección de la vigueta para calcular el acero requerido sino la franja de diseño asignado, y al dividir por el nume-

ro de viguetas que se encuentran en la franja resulta mucho mayor el acero a lo requerido.

La utilización de los programas se detallara en el capítulo de diseño.

2.9.7.3 Verificación De La Deflexión Máxima Admisible

La norma E.060 indica la deflexión máxima admisible en la tabla 9.2 como se observa en la siguiente figura.

**TABLA 9.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES**

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Limite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales	$l/480\dagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	(la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) \ddagger	$l/240§$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de las aguas.

† Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

2.9.7.4 Diseño Por Flexión

Las losas de entrepiso de losa aligerada son típicas y las que se utilizan con mayor frecuencia en nuestra región. Y las viguetas son elementos de tipo "T" y son como se muestra en la siguiente figura.

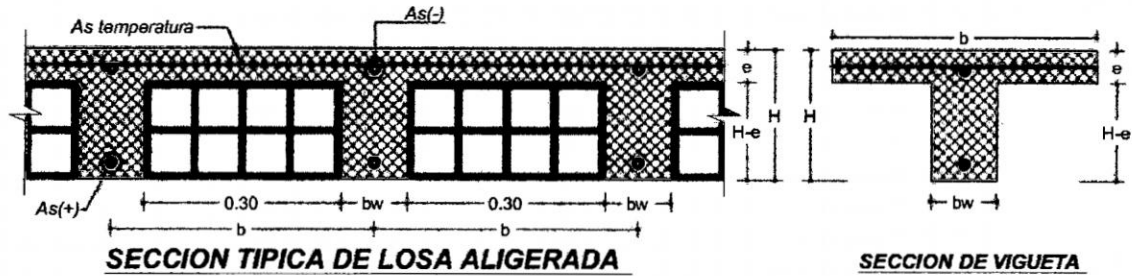


Figura 2.48: Sección típica de losa aligerada

Está demostrado que prácticamente nunca se presentara una viga "T" en el diseño de las viguetas de una losa aligerada [Ref.2.16].

La norma E.060-8.11 y el ACI 318.08-8.12 y 8.13 indican las limitaciones siguientes.

Ancho mínimo de las viguetas: $b_w \geq 10cm$

Altura máxima de las viguetas: $H \leq 35cm$

Distancia máxima de viguetas entre ejes: $b \leq 75cm$

Espesor de la loseta: $e \geq 5cm, b/12$

Espaciamiento entre refuerzo de temperatura: $s_t \leq 45cm, 5e$

- **Acero negativo**

Calculando la profundidad del concreto en compresión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u^-}{0.85f_c'\phi b_w}}, \quad d = H - 2.5 \text{ y } \phi = 0.90$$

$$A_{s(-)} = \frac{M_u^-}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

- **Acero positivo**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u^+}{0.85f_c'\phi b}}, \quad d = H - 2.5 y \phi = 0.90$$

$$A_{s(+)} = \frac{M_u^+}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

El acero mínimo que se requiere como negativo y máximo sea la siguiente.

$$A_{s(-,+)} \geq \frac{14b_w d}{f_y} = 0.00333b_w d$$

2.9.7.5 Diseño Por Corte

La norma E.060.11.3.1 y el ACI 318.08 11.2.1.1 sugieren una expresión simplificada para la determinación de la resistencia del concreto a la fuerza cortante, con la siguiente ecuación.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f_c'} b_w d$$

Si se cumple la siguiente condición no será necesario ensanchar las viguetas.

$$V_u \leq \phi V_c$$

2.10 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUBESTRUCTURA

Para el diseño de la cimentación se realizara con el programa SAFE para cual se requiere calcular el parámetro de la suba rasante.

Primero se verificara si la cimentación es profunda o superficial para el cual se utilizara lo indicado en la norma E.050-4.1 que es la siguiente.

$$\text{si } \frac{D_f}{B} \leq 5 \rightarrow \text{Cimentacion superficial}$$

Profundidad mínima de cimentación según la norma E.050-4.2

$D_f \geq 0.80 \text{ m}$, para zapatas y cimientos corridos

$D_f \geq 0.40 \text{ m}$, para Viga perimetral en plateas de cimentación

Combinación de cargas por servicio para verificar la capacidad portante del terreno E.050-3.1 y E.020-5.3.

$Comb01 = DEAD + CM + LIVE + LIVEUP \dots \text{Sin Sismo}$

$Comb02 = DEAD + CM + 0.75LIVE + 0.75LIVEUP + 0.525Sismo \dots \text{con Sismo}$

En caso de considerar el sismo la presión admisible del suelo se puede incrementar en 30%, según la norma E.060-15.2.4.

2.10.1 Características Del Terreno

Factor de seguridad : $F_s = \dots$

Peso específico del suelo : $\gamma_s = \dots$

Profundidad de cimentación : $D_f = \dots$

Angulo de fricción interna : $\phi = \dots$

Cohesion : $c = \dots$

Ancho de la cimentación : $B = \dots$

Largo de la cimentación : $L = \dots$

Modulo de Poisson : $\mu = \dots$

2.10.2 Cálculo De La Capacidad Portante Del Terreno

Es común encontrar dos tipos de cimentación la cimentación corrida y la cimentación de zapatas aisladas para el cual se mostraran como calcular la capacidad portante para cada tipo de cimentación.

1.- Cimentación corrida según Terzaghi.

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\left(\cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\right)^2}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{(\cos\phi)^2} - 1\right)\tan\phi$$

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\right)$$

2.- Cimentación de Zapatas Aisladas según ATC 40 y (Bowles 1982 and Scott 1981) para Zapatas Rectangulares.

$$q_{adm} = \frac{1}{FS}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q\xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\xi_\gamma\right)$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi\tan\phi}\left(\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\right)^2$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\phi$$

$$\xi_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$$

$$\xi_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Calculamos la capacidad neta permisible del suelo para carga en servicio.

Peso específico del suelo compactado : $\gamma_{s.compac.} = \dots$

Peso específico del concreto : $\gamma_{concreto} = \dots$

Peralte de la cimentación : $h_f = \dots$

Sobrecarga en el primer piso : $SC = \dots$

$$q_{neta} = q_{adm} - \gamma_{s.compac.}(D_f - h_f) - h_f\gamma_{concreto} - e_{piso}\gamma_{concreto} - SC$$

2.19.3 Cálculo Del Módulo De Corte Efectivo Y De Subrasante

Para modelar en el programa SAFE se requiere saber el valor de la subrasante para el cual primero se inicia calculando el módulo de corte inicial el se calcula con la siguiente fórmula:

$$G_o = \frac{\gamma_s v_s^2}{g}$$

Donde:

γ_s : Peso específico del suelo

v_s : Velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo en bajas deformaciones

g : Aceleración de la gravedad

La norma E.030 y E.050 no nos indica mucho acerca de la velocidad de onda que le correspondería a cada tipo de perfil de suelo que son cuatro (S_1, S_2, S_3 y S_4) según la norma E.030. Mientras el FEMA 356, ATC 40, ASCE SEI 41-06 y el UBC-97, los clasifican en 6 (A, B, C, D, E y F) según la velocidad de propagación de onda de corte (V_s).

La norma chilena NCh433-1996, clasifica el tipo de suelo de fundación en cuatro (I, II, III, IV) según la velocidad de propagación de onda de corte.

En la investigación denominada "Evaluación del Riesgo Sísmico en la Ciudad de Ayacucho-Ing. Jorge Olarte-Mag. Ing. Norbertt Quispe" zonifican en 3 zonas, para la zona 3 indi-

ca que la velocidad de onda está entre 550 – 660 m/s. se clasifica el tipo de suelo según el FEMA 356, ATC 40 y UBC 97.

Categoría Y Descripción	Velocidad de Onda de corte V_s m/s
A Roca dura	≥ 1524
B Roca	762-1524
C Suelo denso/roca blanda	365.76-762
D suelo firme	182.88-365.76
E Suelo Blando (Cualquier perfil con más de 3.0m de arcilla definido como un suelo con un índice plástico $IP > 20$, o contenido de agua $w > 40\%$)	≤ 182.88
F Suelo que requiere especial evaluación	-

Tabla 2.12: Caracterización dinámica de los suelos-categoría y velocidad de onda de corte

Para mayor detalle revisar el FEMA 356, ATC 40, ASCE SEI 41-06 y el UBC-97.

Luego de calcular el modulo de corte inicial se procede a calcular el modulo de corte efectivo según el FEMA 356-4.4.2.1, el cual muestra la siguiente tabla.

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5 = 0$	$S_{XS}/2.5 = 0.1$	$S_{XS}/2.5 = 0.4$	$S_{XS}/2.5 = 0.8$
	A	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Tabla 2.13: Relación de módulo de corte efectiva y módulo de corte inicial-FEMA356

Dónde:

S_{XS} : Aceleración del primer modo de vibración para un espectro elástico

Finalmente se obtiene el módulo de subrasante con la siguiente ecuación indicado en el FEMA 356 y ATC 40.

$$K_{sv} = \frac{1.3G}{B(1 - \nu)}$$

Dónde:

G : Modulo de corte efectivo B : Ancho de la cimentación ν : Coeficiente de Poisson

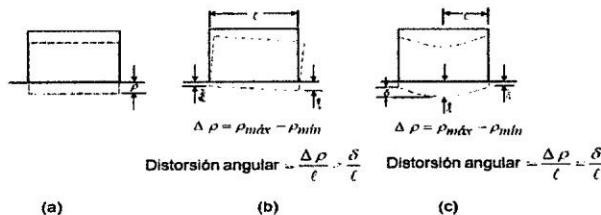
2.10.4 Cálculo Y Diseño De La Cimentación

Para el caso de la edificación de albañilería confinada es típico la cimentación corrida aquella que recibe una carga lineal en realidad distribuida en una faja estrecha de contacto con un muro, y eventualmente un momento flector transmitido por el muro [Ref. 2.16], en caso de edificaciones aporricadas es común las zapatas aisladas, combinadas y/o conectadas

2.10.4.1.-Verificacion De Asentamientos Permisibles

El Dr. Jorge E. Alva Hurtado-Cimentaciones Superficiales, indica una tabla de asentamiento permisible según Sower, 1962 que es la siguiente.

Tipo de Movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 ℓ
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 ℓ
	Almacenamiento de mercancías	0.01 ℓ
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 ℓ
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 ℓ
	Carriles de grúas	0.003 ℓ
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 ℓ
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 ℓ
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 ℓ
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 ℓ
	Pórticos de concreto armado	0.0025-0.004 ℓ
	Pantallas de concreto armado	0.003 ℓ
	Pórticos metálicos continuos	0.002 ℓ
	Pórticos metálicos sencillos	0.005 ℓ



TIPOS DE ASENTAMIENTO. a) ASENTAMIENTO UNIFORME. b) VOLTEO. c) ASENTAMIENTO NO UNIFORME

Figura 2.50: Asentamiento Admisible-Sower, 1962 y Tipos de Asentamiento-Dr. Jorge E. Alva Hurtado-Cimentaciones Superficiales

Entonces tomado los máximos valores $q_{1,2} = \frac{P_u}{BL} \left[1 \pm \frac{6e_x}{B} \right]$ se elaboro la siguiente grafica con las respectivas consideraciones.

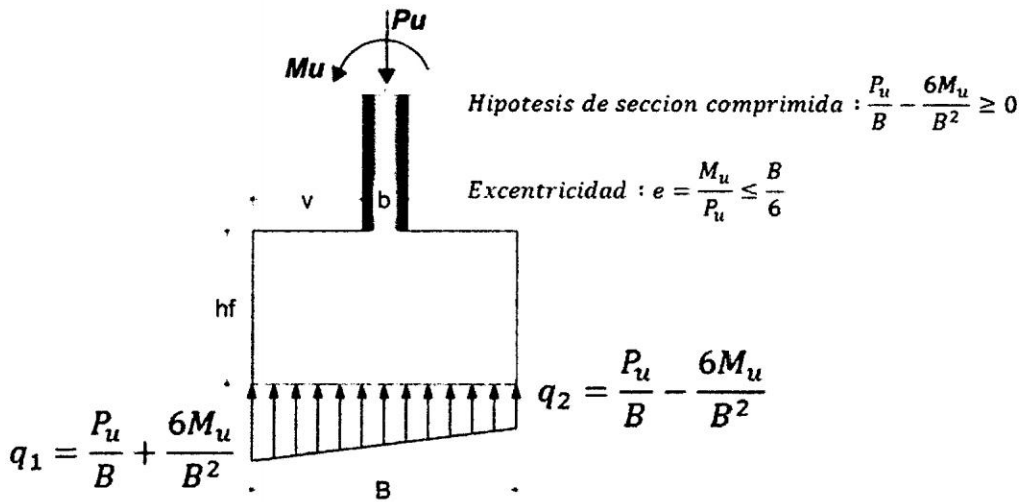


Figura 2.51: Zapata sometida a carga axial y momento flector

Si la condición $e = \frac{M_u}{P_u} \leq \frac{B}{6}$, no cumple entonces o son validos lo descrito en la figura y la carga trapezoidal pasaría a una carga distribuida triangularmente.

a. Estimación aproximada del ancho de la zapata.

$$B = \frac{P}{100q_{neta}}$$

b. Altura mínima de la zapata.

Diámetro de la varilla de acero del muro : $\phi_v = \dots cm$

Longitud básica de anclaje a compresión : $L_{dv} = 0.08\phi_v \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.004\phi_v f_y$

$$h_f = L_{dv} + 10cm$$

c. Verificando al vuelco de la zapata.

$$FS_v = \frac{P_u B/2}{M_u} \geq 1.50$$

d. Verificando si la zapata es rígido o flexible.

$$\text{Zapata rígida si: } h_f \geq \frac{B - e_{muro}}{4}$$

e. Comprobando la cortante a una distancia "d" de la cara del muro

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \left(\frac{B - e_{muro}}{2} - d \right) \left[\frac{q_1 + q_2 + \left(\frac{(q_1 - q_2)(B + b + 2d)}{2B} \right)}{2} \right], \quad d = h_f - 12.5cm$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d, \quad \phi = 0.85$$

f. Comprobando el Punzonamiento a una distancia "d/2" de la cara del muro

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = \left(\frac{B - e_{muro}}{2} - d \right) \left[\frac{q_1 + q_2 + \left(\frac{(q_1 - q_2)(B + b + 2d)}{2B} \right)}{2} \right], \quad d = h_f - 12.5cm$$

$$\phi V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} d \leq \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b_0 d, \quad \beta_c = \frac{1}{e_{muro}} \text{ y } b_0 = 2 + e_{muro} + d$$

El ancho mínimo de la cimentación corrida será de 40cm de modo que se pueda trabajar sin dificultad y el peralte mínimo de esta será de 50cm. En sobrecimiento el ancho será igual al espesor efectivo del muro y el peralte mínimo será igual a 30cm.

2.11.-ANALISIS DEL PERFORMANCE

2.11.1.-Viga Débil Y Columna Fuerte

En estructuras de edificios aporricados es requisito que los miembros horizontales fallen antes que los verticales, permitiendo de esa manera el retraso del colapso total de una estructura. Las vigas y las losas generalmente no fallan aún después de un daño severo en aquellos lugares que se hayan formado las articulaciones plásticas, en cambio las columnas colapsan rápidamente bajo su carga vertical, cuando haya ocurrido aplastamiento del hormigón. Esto conduce a que las vigas peraltadas sobre columnas ligeras, no sean apropiadas en regiones sísmicas.

De acuerdo a la norma E.060-21.6.2.2 y ACI 318 05-21.6.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$: Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.

2.11.2.-INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (ISE)

Una forma sencilla y practica para considerar los efectos de ISE es mediante la superposición de efectos por medio de la utilización de resortes lineales y helicoidales que simulen rigidez del suelo colindante, los cuales se encuentran en serie con la rigidez de la estructura, con el cual obtenemos finalmente la rigidez equivalente del sistema de una nueva estructura con empotramiento en la base considerando (efectos de cimentación flexible), el cual también considera el cambio de la respuesta estructural en el diseño sísmico debido a efectos de ISE.

Para la estimación de las rigideces tanto traslacionales como rotacionales, tomaremos en consideración las ecuaciones propuestas por FEMA (Federal Emergency Management Agency) 440.

2.11.2.1.-Funciones de impedancia, rigidez, traslación

Para el cálculo de las rigideces en los resortes se tomaran las formulas indicadas en el documento FEMA 356-4.4.2.1.2 para cimentaciones rígidas,

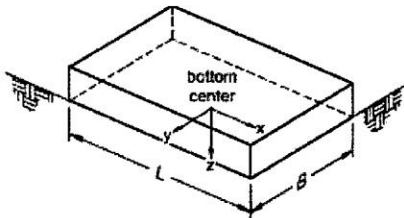
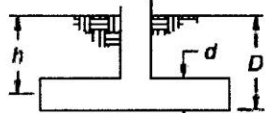
Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L \geq B$</p>
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	Note
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p>
Translation along y-axis	$\beta_y = \beta_x$	
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

Figura 2.52: ecuaciones para calcular la rigidez de los resortes

2.11.2.2.-Efecto Cinemática En La Interacción Suelo-Estructura

Para incluir este efecto se utiliza un factor de respuesta espectral (RRS), el cual afecta a las ordenadas espectrales, se utiliza un procedimiento simplificado (adaptado de Kim and Steward 2003 y otras fuentes) para el análisis, el cual se presenta a continuación [FEMA, 440].

1. Evaluación del ancho efectivo de la cimentación.

$$b_e = \sqrt{ab}$$

Ancho de la construcción : $a = \dots$ (pies)

Largo de la construcción : $b = \dots$ (pies)

2. Factor de escalamiento del espectro sísmico por efecto cinemática en la ISE

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2}, T \geq 0.20 \text{ s caso cuando } \nexists \text{ sótanos}$$

3. Espectro escalado por efecto cinemática en ISE

$$S_{aFIM} = S_a RRS_{bsa}$$

2.11.2.3.-Amortiguamiento En La Cimentación Por La Interacción Suelo-Estructura

1. Calculo de periodos fundamentales para el primer modo.

Periodo fundamental del 1º modo con base fija : $T = \dots$

Periodo fundamental del 1º modo con base flexible : $\bar{T} = \dots$

2. Rigidez efectiva

$$K_{fixed}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Masa efectiva: $M^* = M * (\% \text{ Participación masa } 1^\circ \text{ Modo}), ATC 40 - 8,21$

Masa del edificio: $M = \dots$

3. Radio equivalente de la cimentación

$$r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}, \quad A_f = a * b$$

4. Rigidez traslacional de la cimentación

$$K_x = \frac{8Gr_x}{2 - \nu}$$

5. Rigidez rotacional de la cimentación

$$K_\theta = \frac{K_{fixed}^*(h^*)^2}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{fixed}^*}{K_x}}$$

Altura efectiva: $h^* = \dots$

6. Radio por rotación equivalente de la cimentación

$$r_\theta = \left(\frac{3(1 - \nu)K_\theta}{8G}\right)^{\frac{1}{3}}$$

7. Relación periodo efectivo-alargamiento

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right]\right\}^{0.5}, \mu = 3.0$$

8. Amortiguamiento en la cimentación

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right) + a_2 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right)^2$$

Donde:

$$C_e = 1.5 \left(\frac{e}{r_x}\right) + 1, \quad e = 0 \text{ si } \nexists \text{ sótano}$$

$$a_1 = C_e \exp\left(4.7 - \frac{1.6h}{r_\theta}\right), h = h^*$$

$$a_2 = C_e \left[25 \ln\left(\frac{h}{r_\theta}\right) - 16\right]$$

9. Amortiguamiento flexible en la cimentación

$$\beta_o = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}}\right)^3}, \quad \beta_i = 5\%$$

10. Factor para escalar el espectro de sismo FEMA 440-6.3

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}}, \beta_{eff} = \beta_o \text{ (en \%)}$$

11. Espectro de sismo con la ISE FEMA 440-6.3

$$(S_a)_\beta = \frac{S_{aFIM}}{B}$$

2.11.3.-Diseño Por Desempeño De Elementos Estructurales De Concreto Armado

Se aplicara el proceso de análisis no lineal "Pushover" según FEMA 356 y con el programa Etabs, el método Pushover consiste en aplicar una distribución vertical de carga lateral a la estructura el cual debe incrementarse monótonamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento, mediante la grafica del cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura.

2.11.3.1.-Incorporación De Características No Lineales Del Material

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), se espera que las vigas fluyan antes que las columnas. Las vigas y columnas deberán ser modeladas usando modelos de rotulas plásticas concentradas, Para modelar cada rotula plástica se necesita la siguiente información.

- 1.-Rigidez inicial (momento por unidad de rotación)-FEMA 356
- 2.-el momento de fluencia efectivo.
- 3.-rigidez secundaria.
- 4.-Ubicación de la rotula con respecto a la cara de la columna.

Para determinar las propiedades de las rotulas es necesario desarrollar un análisis momento curvatura de la sección transversal (función de la curva esfuerzo-deformación del material) para fines de esta tesis, la obtención del diagrama momento vs. Rotación y criterio de aceptación para una sección de concreto armado, se trabajara con los diagramas estándar según

FEMA 356. Es necesario analizar La rotación y el momento residual depende de las características de la sección transversal (Acero, Confinamiento y dimensiones).

2.11.3.2.1.- Modelamiento De Las Vigas

Para las vigas se usaran dos rotulas en los extremos y se asignaran a una distancia de 0.15 de la longitud total de la viga, para así asegurar que la formación este cercana a la cara de la columna y no dentro de la unión, en ambos extremos de la viga.

Para elementos de concreto armado en flexión se usa la tabla 6.7 del FEMA 356

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	Component Type						
				Primary		Secondary				
LS	CP	LS	CP							
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{P_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
 2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
 3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Tabla 2.14: parámetros de modelamiento y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales-Vigas de concreto armado

2.11.3.2.2.- Modelamiento De Las Columnas

Para las columnas se usaran dos rotulas en los extremos y se asignaran a una distancia de 0.15 de la longitud total de la columna, para así asegurar que la formación este cercana a la cara de las vigas y no dentro de la unión, en ambos extremos de la columna.

Para elementos de concreto armado en flexo compresión se usa la tabla 6.8 del FEMA 356

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b			c			Component Type	
									Primary	
IO		LS		CP		LS		CP		
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Tabla 2.15: parámetros de modelamiento y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales-Columnas de concreto armado

2.11.3.2.3.- Modelamiento Muros De Albañilería

Para asignar las rotulas plásticas en los puntales diagonales se aplicaran las recomendaciones propuestas por Julián Carrillo y Giovanni González [Ref. 2.20], del ATC 40 (1996) y la del FEMA 356.

El puntal equivalente sólo necesita rótulas que representen la carga axial. Esta rótula debe estar localizada en la luz media del elemento como muestra la figura.

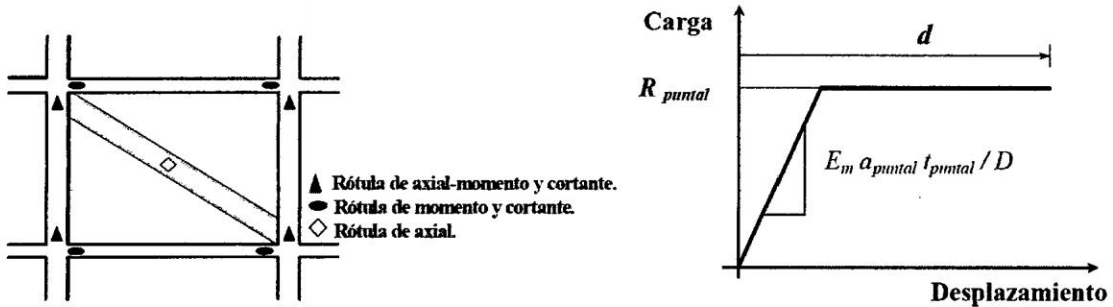


Figura 2.53: Ubicación de la rotula plástica en muros de albañilería y comportamiento carga-deformación del puntal-[Ref. 2.20]

El El parámetro d , el cual representa la capacidad de deformación no lineal, es expresado en términos de la deriva lateral de piso y está definido en la Tabla 7-9 del FEMA 356, como se muestra.

Table 7-9 Nonlinear Static Procedure—Simplified Force-Deflection Relations for Masonry Infill Panels

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d %	e %	Acceptance Criteria	
					LS %	CP %
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.	0.7	n.a.

Note: Interpolation shall be used between table values.

El parámetro R_{puntal} se calcula de la siguiente manera.

$$R_{puntal} = bt_m f'_m$$

El cual sería la carga axial de fluencia que se presentaría en los muros, pero la norma E.070 nos limita que la carga de compresión máxima actuante en el diagonal equivalente deberá ser menor a:

Aplastamiento : $R_c = 0.12Dt_m f'_m$

Tracción Diagonal : $R_t = 0.85Dt_m\sqrt{f'_m}$

2.11.3.2.- Consideraciones Para El Análisis

2.11.3.2.1.- Nodo de control

El nodo de control se ubicara en el centro de masa del diafragma del techo del último piso, o en su defecto se controlara un nodo que pertenezca a dicho diafragma.

2.11.3.2.2.- Patrones de carga lateral

Para realizar un análisis no lineal de edificios con múltiples grados de libertad y con el programa Etabs que utiliza el ATC 40 para un análisis no lineal, recomienda usar el primer modo como vector de carga. Sin embargo se puede usar también las cargas distribuidas por código. En el análisis se usaran cargas definidas por el usuario con coeficiente y la carga del primer modo.

2.11.3.2.3.- Peligro sísmico-Espectro de demanda

El peligro sísmico se representa por espectros de demanda para cada nivel de sismicidad, Para construir los espectros de demanda se usaron espectros de aceleración cuya forma se tomo de la propuesta por el UBC 97-1631.5 y ATC 40-4.4 la misma que pertenecen a terremotos de subducción, esta propuesta porque en el programa Etabs no se tiene la opción de ingresar otro Modelo de espectro de demanda.

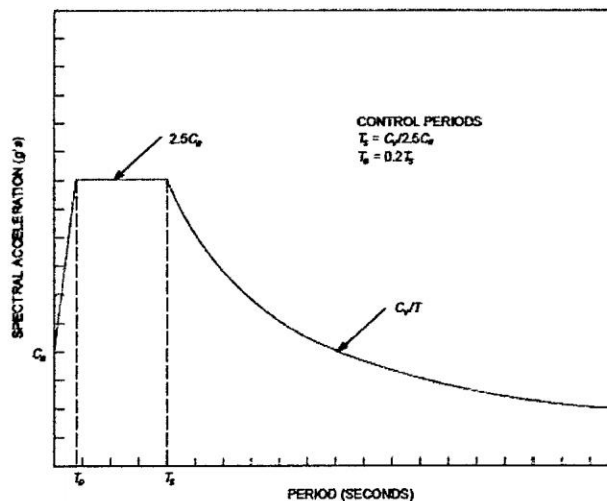


Figura 2.54: Espectro de la norma UBC 97 y ATC 40

En el espectro esquemático de la UBC 97 se observa lo siguiente.

Términos independientes son C_a y C_v .

Periodos singulares son T_o y T_s

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones de la Norma Peruana E-030 corresponde a un sismo catalogado como Sismo de Diseño el cual ya se describió en el ítem anterior de aceleraciones espectrales elásticas e inelásticas.

El ATC 40 considera tres niveles sísmicos los cuales son: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Máximo, una manera rápida de tener un espectro elástico para un nivel de sismo catalogado es según el ATC 40, y asiendo una equivalencia con la norma peruana E.030 y la norma UBC 97 (Tablas 16Q y 16R) en el ATC 40 (Tabla 4.7 y 4.8), encontramos los valores de C_a y C_v , Estos niveles sísmicos se definen a continuación:

$$\text{Sismo de Servicio y/o Frecuente} := \begin{cases} C_a = 0.18 \\ C_v = 0.27 \end{cases}$$

$$\text{Sismo de Diseño y/o Ocasional} := \begin{cases} C_a = 0.36 \\ C_v = 0.54 \end{cases}$$

$$\text{Sismo Máximo y/o Raro} := \begin{cases} C_a = 0.45 \\ C_v = 0.675 \end{cases}$$

2.11.3.2.4.- Secuencia de degradación de los elementos estructurales.

Se presenta en la siguiente grafica la degradación de los elementos estructurales

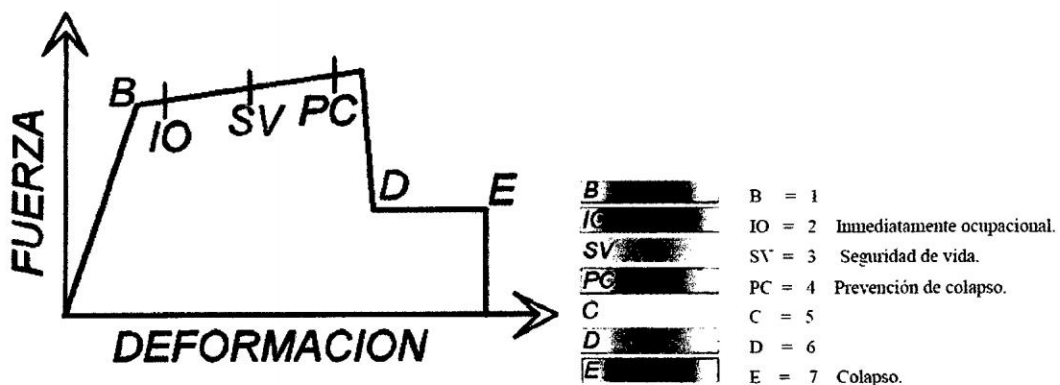


Figura 2.55: Puntos de desempeño en las edificaciones

CAPITULO III

ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 INTRODUCCION A LA ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

En este capítulo se inicia describiendo el proyecto arquitectónico, en el cual indica la ubicación, distribución de los ambientes y que el proyecto trata de un edificio multifamiliar.

También se describe la Estructuración del edificio en cual se indica que el sistema de estructuración de albañilería confinada es uno de los sistemas más usados para vivienda unifamiliares, multifamiliares y en general para edificios de varios pisos (6-7 pisos en Ayacucho y en Lima los edificios del "damero de gamarra"). A pesar que la norma E.070 (Artículo 27 del Capítulo 8) indica una altura máxima de 15m o 5 pisos. Por que se desconoce el comportamiento sísmico de este tipo de estructura para alturas mayores, es decir mayores a 5 pisos. Ante esta necesidad se requieren más estudios de los que ya existen como los del Ing. Jesús Humberto Arango T. (2001-Colombia), cervantes y Jean R. (2009-Mexico), en Perú no existen estudios de edificios altos de mampostería confinada. El predimensionamiento de los elementos estructurales aquellos que soportaran las cargas verticales y laterales se tomara en cuenta la rigidez y resistencia que debe de presentar la estructura, se tendrá en cuenta que esta predimensionamiento no necesariamente define las dimensiones finales de los elementos estructurales, como la investigación consiste en analizar 2 edificios y con una misma planta, se presentaran casos como en el predimensionamiento de

muros de albañilería cuyas unidades de albañilería a ser usadas serán las de la zona de dimensiones (8X11.5X21.5 cm) y como en la planta de arquitectura presenta muros de aparejo soga, se trabajara con espesor efectivo de 11.5cm y se verá hasta qué nivel piso se podrá cumplir con la densidad mínima y de ahí si fuera necesario cumplir con la densidad mínima en el edificio se tendrá que cambiar muros de albañilería a muros de concreto armado manteniendo el espesor del muro de albañilería prevista o con muros de albañilería de aparejo cabeza según sea el requerimiento de muros para cada nivel analizado, se debe tener presente que la densidad mínima calculada con la Formula 19.2b de la Norma E.070 solo son con fines de pre dimensionar y que la densidad de muros se determinara con la formula 26.4 de la Norma E.070, en el predimensionamiento de muros(densidad mínima) se presentaran en tablas.

Se definirán los tipos de carga a los que está expuesto una edificación, se indica el peso específico de los materiales utilizados, las cargas permanentes y las distribución de las sobrecargas en los ambientes de cada nivel de piso según la norma E.020 y según las consideraciones de la norma E.030 respectó a las sobrecargas para el cálculo de peso del edificio, las cargas generadas por los muros alfeizar serán considerados como cargas distribuidas linealmente en la vigas que las sostienen a estas, el cálculo del peso de la edificación se realizara para el caso del edificio de albañilería confinada analizado y se realizara de dos maneras primero será considerando solo los ejes entre los ejes tal como lo hace los programas de Etabs y Sap2000 con el fin de comparar los resultados que arroja el programa Etabs y el cálculo manual que realizamos y el segundo será considerando las dimensiones reales que tiene cada elemento según el plano de predimensionamiento de estructuras, esto porque si tenemos en cuenta como calcula el peso del edificio los programas de análisis estructural como el Etabs trabaja con los ejes los cuales son asignados por el usuario por ejemplo en caso de muros considera de eje a eje y no descuenta a la altura, el peralte de la

viga o losa y en este caso tendríamos mayor peso de lo real en muros y así en otros elementos como viga y losa de entrepiso, los cuales se verán en este capítulo en el cálculo del peso del edificio manual y se compararan con los pesos calculado por el programa Etabs.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

3.2.1 UBICACIÓN

El proyecto será construido en el terreno que se ubica en la Mz. E Lte 8 de la Asoc. Los Licenciados del distrito de Ayacucho. Como se puede observar en la Figura 3-01 el edificio pertenece a una zona residencial de media densidad y tiene acceso a dos avenidas pavimentadas y a una avenida principal que conecta a varias vías de acceso a servicios que brinda a una ciudad metropolitana.

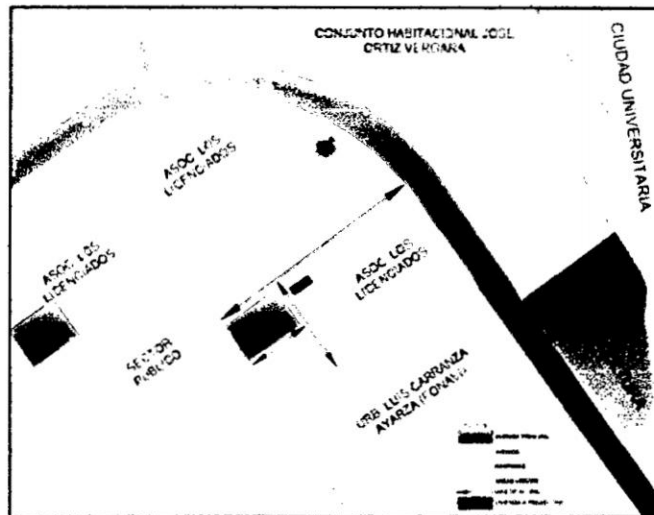


Figura 3.1: Ubicación del Proyecto.

3.2.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

El proyecto que se describe a continuación analiza 2 tipos de edificio de 5 Pisos de albañilería confinada y 7 pisos de tipo Híbrido cada uno de estos con una configuración estructural diferente el cual se detallara en la parte de estructuras.

EDIFICIO-01:

ORGANIZACIÓN ESPACIAL DE LOS DIFERENTES AMBIENTES			
DESCRIPCION	AMBIENTES	CANTIDAD	DIMENSION
PRIMER PISO	<i>Sala Comedor</i>	01	4.85X7.20 m
	<i>Cocina Lavandería</i>	01	2.70X4.50 m
	<i>Cuarto de Servicio</i>	01	2.70X1.95 m
	<i>SS.HH. De Servicio</i>	01	2.50X1.60 m
	<i>Dormitorios</i>	02	3.10x4.80 m y 3.60X3.45 m
	<i>SS.HH. Común</i>	01	1.25X2.20 m
	<i>Dormitorio Principal con SS.HH.</i>	01	4.45X4.80 m
	<i>Exterior y circulación</i>	01	1.00x7.07 m
	<i>Escalera Principal</i>	01	A=1.20 m
	<i>Caja de Escalera</i>	01	1.73X3.90 m
	<i>Pozos de Iluminación y Ventilación Natural</i>	02	2.20X2.20 m
<i>Ductos de Ventilación Sanitaria</i>	02	0.80X0.55 m	
SEGUNDO PISO A QUINTO PISO	<i>Sala Comedor</i>	01	4.85X8.10 m
	<i>Cocina Lavandería</i>	01	2.70X4.50 m
	<i>Cuarto de Servicio</i>	01	2.70X1.95 m
	<i>SS.HH. De Servicio</i>	01	2.50X1.60 m
	<i>Dormitorios</i>	02	3.10x4.80 m y 3.60X3.45 m
	<i>SS.HH. Común</i>	01	1.25X2.20 m
	<i>Dormitorio Principal con SS.HH.</i>	01	4.45X4.80 m
	<i>Exterior y circulación</i>	01	1.00x7.07 m
	<i>Escalera Principal</i>	01	A=1.20 m
	<i>Caja de Escalera</i>	01	1.73X3.90 m
	<i>Pozos de Iluminación y Ventilación Natural</i>	02	2.20X2.20 m
<i>Ductos de Ventilación Sanitaria</i>	02	0.80X0.55 m	

Tabla 3.1: Organización espacial del Edificio-01

El edificio cuenta también con las siguientes características:

Tipo de Proyecto	: Vivienda Multifamiliar	Número de pisos	: 5
Área de terreno	: 160m ²	Altura de primer piso	: 2.70m
Área techada total	: 558.76m ²	Altura de piso típico	: 2.70m

EDIFICIO-02:

ORGANIZACIÓN ESPACIAL DE LOS DIFERENTES AMBIENTES			
DESCRIPCION	AMBIENTES	CANTIDAD	DIMENSION
PRIMER PISO	<i>Estacionamiento</i>	05	4.85X15.55 m
	<i>Cuarto de Vigilancia</i>	01	2.70X3.00 m
	<i>Servicio Higiénico</i>	01	1.25X2.20 m
	<i>Cuarto de Basura</i>	01	2.57X3.45 m
	<i>Escalera Principal</i>	01	A=1.20 m
	<i>Ascensor</i>	01	1.75X1.85 m
	<i>Pozos de Iluminación y Ventilación Natural</i>	02	2.20X2.20 m
	<i>Ductos de Ventilación Sanitaria</i>	02	0.80X0.55 m
SEGUNDO PISO A SEPTIMO PISO	<i>Sala Comedor</i>	01	4.85X9.30 m
	<i>Cocina Lavandería</i>	01	2.70X4.50 m
	<i>Cuarto de Servicio</i>	01	2.70X1.95 m
	<i>SS.HH. De Servicio</i>	01	2.50X1.60 m
	<i>Dormitorios</i>	02	3.10x4.80 m y 3.60X3.45 m
	<i>SS.HH. Común</i>	01	1.25X2.20 m
	<i>Dormitorio Principal con SS.HH.</i>	01	4.45X4.80 m
	<i>Exterior y circulación</i>	01	1.00x7.07 m
	<i>Escalera Principal</i>	01	A=1.20 m
	<i>Caja de Escalera</i>	01	1.73X3.90 m
	<i>Ascensor</i>	01	1.75X1.85 m
	<i>Pozos de Iluminación y Ventilación Natural</i>	02	2.20X2.20 m
	<i>Ductos de Ventilación Sanitaria</i>	02	0.80X0.55 m
<i>Ductos de Basura</i>	01	0.55X0.60 m	

Tabla 3.2: Organización espacial del Edificio-03

El edificio cuenta también con las siguientes características:

Tipo de Proyecto	: Vivienda Multifamiliar	Número de pisos	: 7
Área de terreno	: 160m ²	Altura de primer piso	: 3.00m
Área techada total	: 545.80m ²	Altura de piso típico	: 2.70m

3.2.3 PROYECTO ARQUITECTONICO

La siguiente figura muestra la arquitectura en planta típica del edificio-01 (albañilería confinada), fachada y cortes.

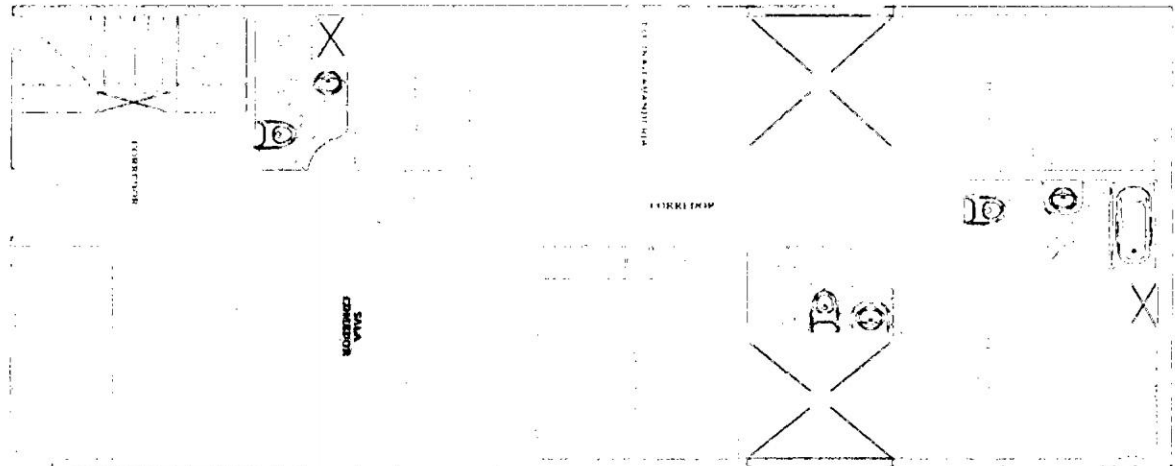


Figura 3.2: Planta Típica de Edificio-01.



Figura 3.3: fachada y corte del Edificio-01.

La siguiente figura muestra la arquitectura en planta típica del edificio-02 (Hibrida, aporticada mas albañilería confinada), fachada y cortes.

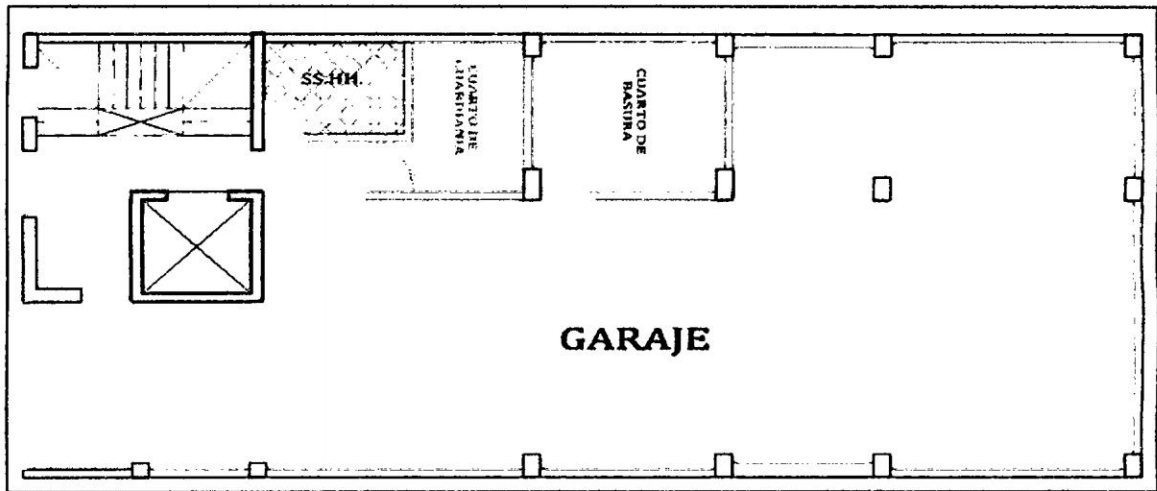


Figura 3.4: Planta Típica de Edificio-01.

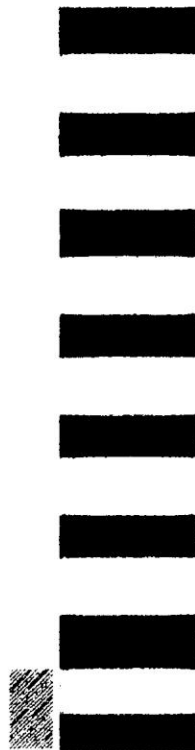


Figura 3.5: Planta Típica de Edificio-01.

3.3 CARACTERISTICAS DEL SUELO DE FUNDACION

El terreno en el cual se cimienta esta edificación corresponde a una grava limo arenosa [Ref. 3.3], el cual presenta una capacidad portante para zapatas cuadradas aisladas de 1.907 kg/cm^2 a 1.00 m. de profundidad. [Ref. 3.1], y se clasifica como un suelo tipo S_2 , suelo intermedio. [Ref. 3.3].

Características del Terreno

Descripción del suelo	: Grava limo arenoso [Ref. 3.3]
Capacidad portante	: por capacidad de carga por corte (E.050-3.5)
Capacidad portante	: $2.0 - 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ [Ref. 3.3]
Factor de seguridad sin Sismo	: $F_S = 3.0$ (E.050-3.4)
Factor de seguridad con Sismo	: $F_S = 2.5$ (E.050-3.4)
Peso específico del suelo	: $\gamma_s = 1800 \text{ Kg/m}^3 = 17.65 \text{ KN/m}^3$
Angulo de fricción interna	: $\phi = 30^\circ$
Cohesión	: $c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$ (E.050-3.3—Grava arenosa)
Modulo de Poisson	: $\mu = 0.30$

Con más detalle se verá en el capítulo V de diseño, para los tipos de cimentación, en el cual se calculara la capacidad portante del terreno de acurdo a sus dimensiones, de la cimentación corrida en caso de edificios de albañilería confinada, en caso de edificios aporticados donde es común las zapatas aisladas, combinadas y conectadas se calculara su capacidad portante de acuerdo a las dimensiones de estas. Y la profundidad de cimentación será de acuerdo a los requerimientos que demanda cada tipo de edificio.

3.4 PROPIADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

3.4.1 Albañilería

Para el cálculo se remitirá de dos propiedades de la albañilería como material de la zona de Ayacucho de tipo King Kong de fabricación artesanal (AFA). [Ref. 3.5 y 3.6], extraídas

los datos de las tesis de investigación mencionadas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga (UNSCH).

Investigaciones acerca de la resistencia característica a compresión axial de la albañilería	f'_m (Kg/cm ²)	
	Mínimo	Máximo
BALLENA PALOMINO Cesar W. -Tesis UNSCH- 2002	29.22	40.34
SOLDEVILLA ROCA Raquel -Tesis UNSCH- 1996	24.03	36.00
ALFARO ASTO Luis Alberto -Tesis UNSCH- 2007	36.00	39.00
Promedio	29.75	38.45
RNE-Norma E.070-Tabla 9	35.00	
f'_m a Utilizar en esta Tesis	34.00	

Tabla 3.3: Resistencia característica de la albañilería

Y de fabricación Industrial y/o importada industrial (AFI) Por lo tanto se tiene:

Albañilería de Fabricación Artesanal (A.F.A):

Dimensión de unidad de Albañilería : 8.5X11.5X21.5 cm

Densidad Promedio (γ_m) : 1800 Kg/m³

Resistencia a la Compresión Promedio (f'_m) : 34 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($E_m = 500f'_m$) : 17000 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($0.75E_m$) : 12750 Kg/cm²

Modulo de Corte ($G_m = 0.4E_m$) : 5200 Kg/cm²

Resistencia al corte ($v'_m \leq \sqrt{f'_m}$) : 5.83 Kg/cm²

Albañilería de Fabricación Industrial (A.F.I.):

Dimensión de unidad de Albañilería : 9X13X23 cm

Densidad Promedio (γ_m) : 1800 Kg/m³

Resistencia a la Compresión Promedio (f'_m) : 65 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($E_m = 500f'_m$) : 32500 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($0.75E_m$) : 24375 Kg/cm²

Modulo de Corte ($G_m = 0.4E_m$) : 13000 Kg/cm²

Resistencia al corte ($v'_m \leq \sqrt{f'_m}$) : 8.06 Kg/cm²

3.4.2 CONCRETO ARMADO

Para Losas y elementos de confinamiento de Albañilería:

Densidad Promedio (γ_c) : 2400 Kg/m³

Resistencia a la Compresión (f'_c) : 175 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($E_c = 15000\sqrt{f'_c}$) : 198431.35 Kg/cm²

Modulo de Poisson : 0.2

Para Losas, Muros y elementos de pórticos:

Densidad Promedio (γ_c) : 2400 Kg/m³

Resistencia a la Compresión (f'_c) : 210 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($E_c = 15000\sqrt{f'_c}$) : 217370.65 Kg/cm²

Resistencia a la Compresión (f'_c) : 350 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($E_c = 15000\sqrt{f'_c}$) : 280624.3 Kg/cm²

Modulo de Poisson : 0.2

Concreto simple con fines estructurales E.060-22:

Densidad Promedio (γ_c) : 2300 Kg/m³

Resistencia a la Compresión (f'_c) E.060-22.2.4 : 140 Kg/cm²

Modulo de Elasticidad ($E_c = 15000\sqrt{f'_c}$) : 177482.40 Kg/cm²

Modulo de Poisson : 0.2

Peralte mínimo de elementos estructurales E.060-22.7.4 : $h_{\min} = 30\text{cm}$

Concreto Ciclópeo E.060-22.10:

Densidad Promedio (γ_c) : 2300 Kg/m³

Resistencia a la Compresión (f'_c) : 100 Kg/cm²

<i>Modulo de Elasticidad ($E_c = 15000\sqrt{f'_c}$)</i>	: 150000 Kg/cm ²
<i>Modulo de Poisson</i>	: 0.2
<i>Diámetro máximo de la piedra E.030-22.10.1.c</i>	: $\Phi_{max} = 25cm$

3.4.3 ACERO

Varillas corrugadas de sección circular de grado 60:

<i>Densidad Promedio (γ_s)</i>	: 7850 Kg/m ³
<i>Tensión de Fluencia (f_y)</i>	: 4200 Kg/cm ²
<i>Resistencia mínima a la tracción a la Rotura (f_s)</i>	: 6300 Kg/cm ²
<i>Modulo de Elasticidad (E_s) E.070-9.4.3</i>	: 2000000 Kg/cm ²

Para elementos de albañilería se trabajara con el 75% de sus propiedades (Modulo de elasticidad), para considerar probables incursiones en el rango inelástico y secciones agrietadas.

3.5 ESTRUCTURACION

En la estructuración de un edificio los factores preponderantes en la elección del sistema son las siguientes [Ref.3.2].

- Altura del edificio
- Características del terreno de fundación
- Requerimiento arquitectónico
- Relaciones de costo entre mano de obras y materiales
- Otros factores

En nuestro análisis se considera dos tipos de edificio, el edificio-01 tienen una configuración estructural de albañilería confinada el cual se analizar con dos tipos de materiales (unidades de albañilería de fabricación artesanal y de fabricación industrial) y el edificio-02 tiene una configuración Híbrida (Pórticos de concreto armado, muros de corte y albañilería confinada).

3.5.1 Estructuración Del Edificio De Albañilería Confinada

Este edificio Consta de 05 pisos con una propuesta de estructuración a base de muros de carga de albañilería confinada. Los muros son de albañilería confinada, conformada por unidades de albañilería de fabricación artesanal (AFA). En todo los ejes se ha pre dimensionado en base a muros de aparejos de sogá a excepción en los ejes 1-1,4-4 y 10-10 que son de aparejos de cabeza para cumplir con la densidad mínima de muros en el eje X-X, se predimensionó la mayor parte de los muros en aparejo de sogá por las ventajas que muestra la siguiente tabla:

VENTAJAS	PORQUÉ
Reducir el peso de la edificación	$V_i = KW$, la fuerza cortante por sismo V_i se reduce
Reducir el acero en columnas de amarre y vigas soleras	$A_s = \alpha V_i$
Menor cantidad de ladrillos y mortero por m2 de muro	Ahorro=41% en Ladrillo y 52 % en mortero
Aumenta el área útil de los ambientes	Aumenta en un 43% por metro lineal
Se reduce el tiempo de ejecución	Siempre la partida de muros de albañilería forma parte de la ruta crítica

Tabla 3.4: Ventajas con muros de Albañilería en aparejos de sogá-[Ref.3.4]

3.5.1.1.-Muros Portantes.

La estructuración de este edificio muestra una densidad de muros más o menos aceptable en ambas direcciones, con el cual se estaría cumpliendo con la norma E.070-19.2-ecu. (19.2b), como muestra la figura 3.6, muestra el sistema estructural del edificio que es a base de muros en ambas direcciones ortogonales.

Tenemos una distancia máxima de muros de 4.75m en el eje 10-10, entonces verificamos que se cumpla la siguiente relación de longitud máxima de muros.

$$L \leq 2h \leq 5m \rightarrow L \leq 2 * 2.5 \leq 5m \rightarrow L = 4.75m \leq 5.0m \leq 5m \dots Ok$$

Por lo tanto si cumple la longitud máxima.

En caso se requiriese muros de corte de concreto armado por distintas condiciones de demanda del edificio se utilizara muros de concreto armado cuyo espesor de alma será de 13cm.

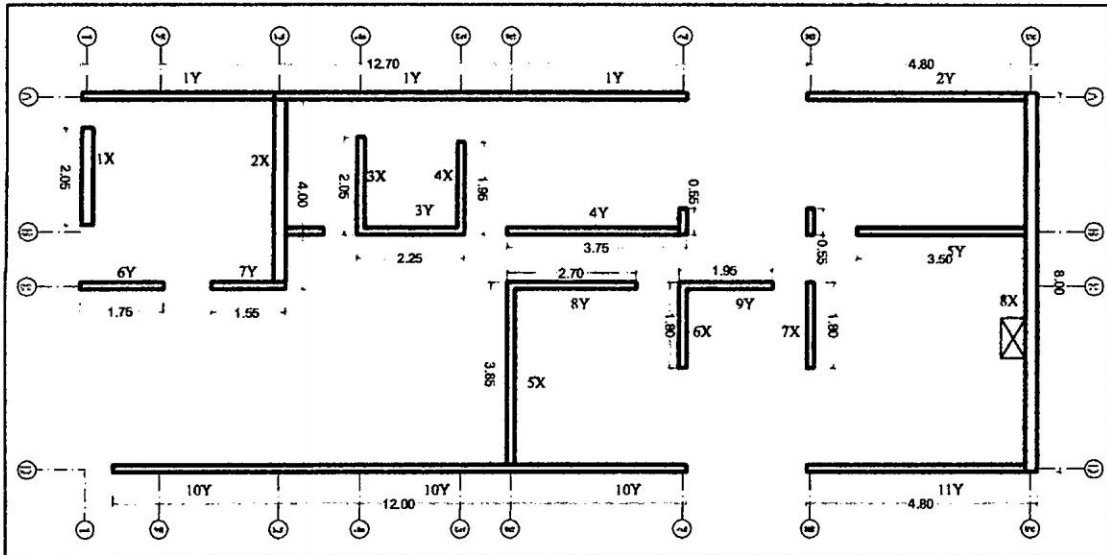


Figura 3.6: Estructuración Preliminar del Albañilería confinada.

Y la siguiente tabla muestra en resumen la densidad mínima de muros.

Área de la Planta Típica $A_p = 139.11 m^2$ Número de Pisos del Edificio $N = 05$							
Dirección X-X				Dirección Y-Y			
Muro	L (m)	t (m)	$A_c * N_m$	Muro	L (m)	t (m)	$A_c * N_m$
1X	2.05	0.215	0.44	1Y	12.700	0.115	1.46
2X	4.15	0.215	0.89	2Y	4.800	0.115	0.55
3X	2.05	0.115	0.24	3Y	2.250	0.115	0.26
4X	1.95	0.115	0.22	4Y	3.750	0.115	0.43
5X	4.00	0.115	0.46	5Y	3.750	0.115	0.43
6X	1.80	0.115	0.21	6Y	1.750	0.115	0.20
7X	1.80	0.115	0.21	7Y	1.550	0.115	0.18
8X	8.00	0.215	1.72	8Y	2.700	0.115	0.31
				9Y	1.950	0.115	0.22
				10Y	12.000	0.115	1.38
				11Y	4.800	0.115	0.55
$\sum A_c N_m / A_p =$			0.032	$\sum A_c N_m / A_p =$			0.043
$zusN/56 =$			0.032	$zusN/56 =$			0.032
Condición			ok	Condición			ok

Tabla 3.5: Densidad mínima de muros en ambas direcciones

Si se cambiara de material, la albañilería a unidades de fabricación industrial, aparejo soga $t = 0.13cm$ y aparejo cabeza $t = 0.23cm$, la densidad de muros sería la siguiente.

En la dirección X: $\sum A_c N_m / A_p = 0.034$

En la dirección Y: $\sum A_c N_m / A_p = 0.049$

3.5.1.2.-Diafragma Rígido

Las losas de entrepisos son de losa aligera armada en una dirección, al tener luces menores a 5m, de acuerdo con la tabla 2.1, utilizaremos un espesor de 20cm. Y así mismo si aplicamos la relación dada por la norma E-060- 10.4.1-2006, tenemos:

$$e = \frac{L}{25} \rightarrow e = \frac{4.65}{25} = 0.186m \rightarrow \text{Elegimos } \boxed{e = 0.20m}$$

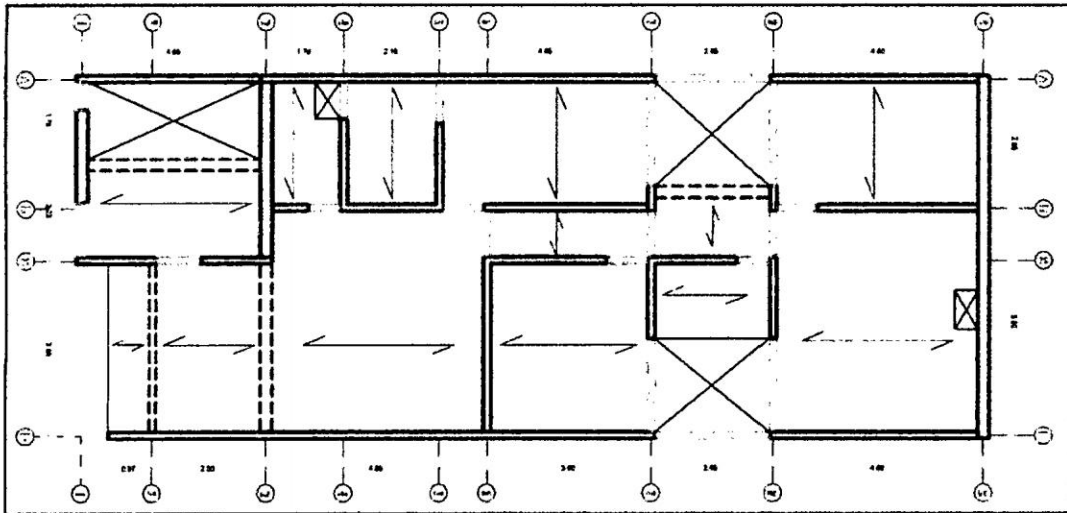


Figura 3.7: Sentido del Aligerado Edificio-01.

Siguiendo el criterio definido en el capítulo II y haciendo la equivalencia para el modelamiento matemático con una losa maciza se tiene lo siguiente.

Altura del Ladrillo (H_{vl})	Espesor Total de la Losa (H_l)	Vol. De Concreto en Viguetas (m^3)	Vol. De Concreto en Losas de 5cm (m^3)	Vol. De Concreto Total (m^3)	Peso total de los Bloques de Arcilla (Kg/m^2)	Peso del Concreto (Kg/m^2)	Peso total de la Losa (Kg/m^2)	Peso total de la Losa Estándar (Kg/m^2)	Espesor de la losa Equivalente (m)
0.12	0.17	0.030	0.050	0.080	83.30	192.00	275.30	280.0	0.117
0.15	0.20	0.038	0.050	0.088	83.31	210.00	293.31	300.0	0.125
0.20	0.25	0.050	0.050	0.100	111.07	240.00	351.07	350.0	0.146

TABLA 3.6: propiedades de una losa aligerada en una dirección para varias Alturas de ladrillo

Características de la losa aligerada:

<i>Altura Total (Ht)</i>	: 20 cm.
<i>Espesor de la losa superior</i>	: 5 cm.
<i>Altura total de la vigueta</i>	: 20 cm.
<i>Ancho de la vigueta</i>	: 10 cm.
<i>Dimensiones del bloque de arcilla</i>	: 30 cm X 30 cm.
<i>Peso de la losa</i>	: 300 Kg/m ² .
<i>Espesor equivalente como losa maciza</i>	: 12.5 cm.

3.5.1.3.- Elementos De Confinamiento Vertical Y Horizontal

Inicialmente no se necesita definir el área de concreto de los elementos de confinamiento; pero si la calcularemos luego de obtener la fuerza Aceptables de diseño de cada muro, con las consideraciones del ítem 2.8.3.7 del capítulo II.

En el edificios de albañilería confinada que se está analizando para esta tesis existen dos tipos de viga en el edificio-01, que son las vigas de acople y Vigas peraltadas para el armado de losas.

Vigas de Acople ($B_{VA} \times H_{VA}$).

1.-Peralte igual o menor a la relación Luz/4: $H_{VA} \leq \frac{Luz}{4} \leq 60cm$ entonces según el plano de arquitectura el peraltes será de $H_{VA} = 50cm$ para toda las vigas de acople.

2.-Base de la viga de acople $B_{VA} =$ al espesor del muro a acoplar

3.- Obligadamente están acoplando dos muros en sus principales direcciones para garantizar la rigidez y resistencia total del edificio-01

Vigas de Peraltadas ($B_{VP} \times H_{VP}$).

1.-Base de la viga peraltada $B_{VP} = \frac{a_t}{20}$, a_t :ancho tributario

2.-Peralte de la viga se calcula utilizando la ecuación mencionada en el capítulo anterior.

Eje	Longitud	Ancho Tributario	Carga Ultima	Momento Flector		Peralte Efectivo	Altura	Base X Peralte	
	L (m)	at (m)	WU (Kg/m)	Mo (Kg-m)	M (Kg-cm)	d (cm)	h (cm)	B (cm)	H (cm)
Esca.	4.05	2.2	2585.4	5301	371058	22.98	28.98	21	X 29
2-2	3.87	1.7	2010.9	3765	263527	19.36	25.36	21	X 29
4-4	3.87	4.1	3974.2	7440	520808	27.22	33.22	21	X 39

Tabla 3.7: Sección transversal de las vigas peraltadas: Edificio-01

Las dimensiones de la sección de las vigas esta sin considerar el espesor por revestimiento (1.0cm).

3.5.1.4.-Configuracion Estructural

El objetivo es definir la regularidad de una estructura, esto se hace según los siguientes criterios de irregularidad en altura y planta

Irregularidad estructural en altura.

- *Irregularidad de rigidez (Piso Blando) = \bar{A}* : la suma de las áreas de sección transversal de un piso con el otro siempre será de igual, dado que tenemos una sola planta típica y los elementos verticales son continuos.
- *Irregularidades de masa = \bar{A}* : en nuestro edificio cada piso es igual al otro por lo que tendrán la misma masa en todos los pisos, excepto en el primer piso y azotea.
- *Irregularidad geométrica vertical = \bar{A}* : en nuestro edificio existe continuidad vertical de muros portantes, entre un piso y otro adyacente.
- *Discontinuidad en los sistemas resistentes = \bar{A}* : la distribución de todos ellos para un piso es la misma para todos.

Irregularidad estructural en planta.

- *Irregularidad Torsional* :esto se verificara en el análisis dinámico que es el siguiente capítulo, si el desplazamiento promedio de algún entrepiso excede del 50% del máximo permisible indicado por la norma para edificaciones de albañilería confinada (0.005), el cual se controlara con el cambio de muros albañilería a concreto armado.

- *Esquinas entrantes* = \bar{A} : debido a la uniformidad de las plantas no existen esquinas entrantes pronunciadas en nuestro edificio.
- *Discontinuidad de Diafragma* = \bar{A} : el edificio no presenta este tipo de discontinuidad ya que el diafragma rígido se mantiene a lo largo de toda la losa sin ser interrumpido seriamente por algún ducto, donde la relación de área abierta y área bruta de la losa es de 0.15 y es menor a 0.5

En conclusión podemos decir que la estructura de nuestro edificio es *REGULAR*

3.5.2 DEFINICION DE CARGA.

Se trabajaran con los valores mínimos de carga estática que se deben de adoptar, que establece la norma E.020 de la siguiente manera " Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica".

3.5.2.1.-Carga Muerta

➤ *Tabiquería en Vanos (Alfeizar)*

La carga del tabique aislado se calculará multiplicando el peso específico por la altura y el espesor, el espesor será el de aparejo soga:

Altura m	Espesor m	Carga Kg/m	Espesor m	Carga Kg/m
2.3	0.115	476.10	0.13	538.20
2.1	0.115	434.70	0.13	491.40
1.0	0.115	207.00	0.13	234.00
0.9	0.115	186.30	0.13	210.60

Tabla 3.8: Carga de los muros Alfeizar

En el dormitorio principal existen tabiquerías, los consideraremos como móviles como la altura es de 2.5m de estos tabiques, entonces la carga distribuida será de 270.0 Kg/m^2 .

➤ *Acabados*

Carga de Acabados	Carga Kg/m ²
en entepiso	100
en Techo	100

Tabla 3.9: Carga de acabados en entrepisos

➤ *Carga debido a tanques de agua*

Primero se predimensiona el tanque elevado de agua de la siguiente manera.

Dotación : 150 *Litros/hab.Xdia* IS.010-6a (para viviendas)

Departamentos X piso (DP) : 01

Cuartos X Departamento (CD): 04

Personas X cuarto (PC) : 02

De pisos del edificio : N

Agua contra incendio : 25000 *Litro* IS.010-15b

$$\text{Dotacion X piso} = (\text{dotacion}) * DP * CD * PC$$

$$\text{Dotacion sub - total} = N * (\text{Dotacion X piso})$$

$$\text{Dotacion total} = (\text{Dotacion sub - total}) + (\text{Agua contra incendio})$$

$$\text{Dotacion X piso} = 150 * 1 * 4 * 2 \rightarrow \text{Dotacion X piso} = 1200 \text{ Litros/dia}$$

$$\text{Dotacion sub - total} = 1200N \text{ Litros/dia}$$

$$\text{Dotacion total} = 1200N + 25000 \text{ Litros/dia}$$

Predimensionamiento de Almacenamiento y regulación según la norma IS.010-8e.

$$\text{Volumen del tanque cisterna} = \frac{3}{4} (\text{Dotacion total}) \geq 1000 \text{ Litros}$$

$$\text{Volumen del tanque elevado} = \frac{1}{3} (\text{Dotacion total}) \geq 1000 \text{ Litros}$$

En el caso de los edificios en análisis se utilizaran como tanques elevados circulares movibles de material Polietileno de (2500 *Litros*) de capacidad cada uno cuyas dimensiones típicas son:

Diámetro : 1.55m Altura : 1.65m

La carga de agua por superficie será entonces:

$$CM_{agua} = 1.65 * 1000 \rightarrow CM_{agua} = 1650 \text{ Kg/m}^2$$

La carga del peso del tanque por superficie será entonces:

$$CM_{tanque} = 37.02 / 1.89 \rightarrow CM_{agua} = 19.60 \text{ Kg/m}^2$$

La carga del peso del tanque mas el agua por superficie será entonces:

$$CM_{Agua+Tanque} = 1669.6 \text{ Kg/m}^2$$

En el edificio de albañilería de 5 niveles no se considerara agua contraincendios en el edificio de 7 niveles se considerara la 3 parte de agua contra:

# pisos	Dotación (Litros/día)	Tanque elevado		Tanque Cisterna			
		Volumen (Litros)	# Tanques V=2.5m3	Volumen (Litros)	h (m)	B (m)	L (m)
5	6000	2000	1.0	4500	1.6	0.9	3.1
7	16733	5578	3.0	12550	2.0	2.5	2.5

Tabla 3.10: Predimensionamiento de Tanque elevado y Cisterna

3.5.2.2.-Sobrecarga

Según las tablas 3.1.1 de la norma E.020-3.1.

➤ *En entresijos*

La sobrecarga de entresijos : 200Kg/m²

La sobrecarga en la Azotea : 100Kg/m².

La sobrecarga en los SS.HH :200Kg/m².

La sobrecarga en los corredores (Llegada de escalera):200Kg/m².

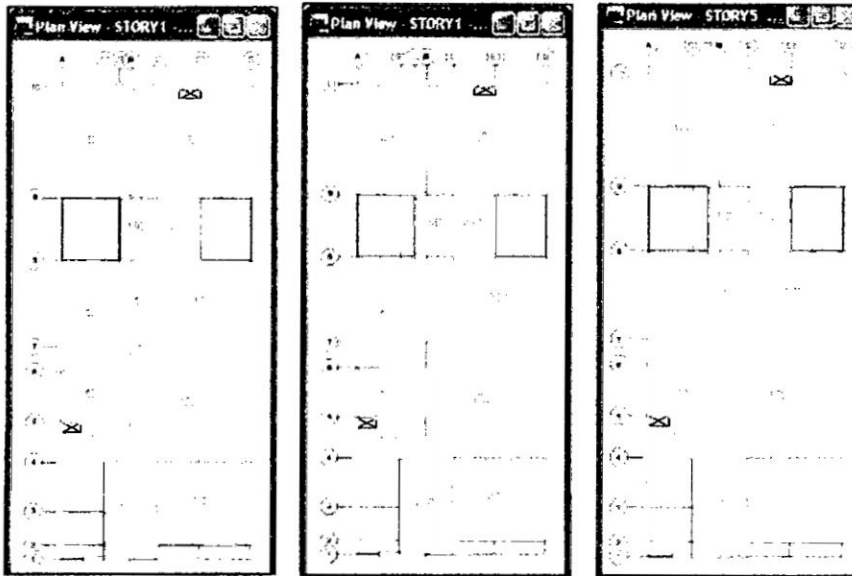


Figura 3.8: Carga muerta y sobrecarga de entresijos (2 Derechos) y en la azotea o último piso (1 Izquierdo)

3.5.3 Metrado De Peso Del Edificio-01.

En este caso realizaremos el metrado de cargas del edificio de albañilería de 5 pisos con estructuración final que cumple con la deriva máxima y diseño final, para mayor detalle de la estructura final se observa en el capítulo V de diseño.

El metrado cargas se realizará con las dimensiones reales de cada elemento estructural, con las dimensiones que maneja el Etabs y finalmente comparada con lo calculado por el programa Etabs.

La norma E.030-16.3 nos indica acerca de la cantidad a incrementar al peso de la estructura y de las cargas permanentes la carga viva o sobrecarga de la siguiente manera para edificios de categoría C.

Se considerará la participación del 100% del peso propio y cargas muertas, el 25% de las sobrecargas en los entresijos y el 25% de las sobrecargas en las coberturas (techos, azoteas).

El programa Etabs entrega el metrado de pesos por cada nivel pero solo de la estructura (elementos estructurales) y el total de esta considerando el porcentaje de participación de la carga viva.

Como ejemplo de cálculo de pesos de los elementos estructurales y el metrado de cargas del edificio-01 paso a paso para ser comparados con lo realizado por el programa Etabs, se realizara del edificio con configuración estructural final el cual se verá en los capítulos siguientes.

En la siguiente figura se muestra la configuración estructural final de la albañilería confinada del edificio-01 de 5 pisos.

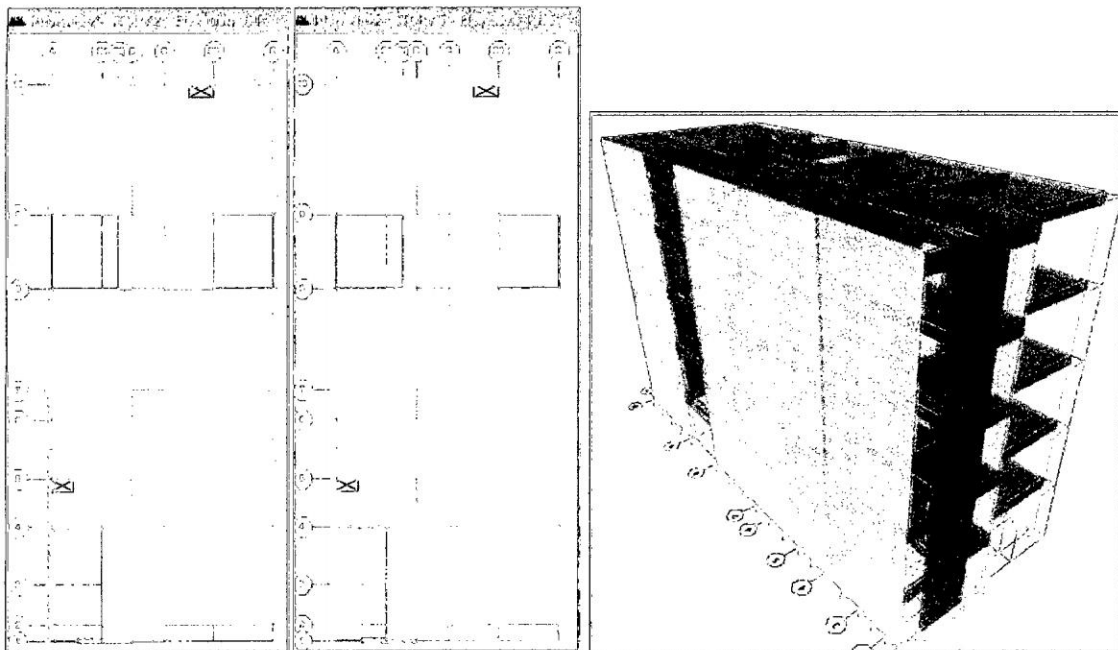


Figura 3.9: Configuración estructural final del edificio-1-Albañilería confinada

3.5.3.1 Metrado De Peso De Muros

Las siguientes tablas muestran el metrado de muros de albañilería y muros de concreto armado, el metrado que se realiza es con dimensiones reales del muro, con dimensiones a eje como lo hace el programa Etabs y el metrado que arroja el programa Etabs, finalmente estos metrados de carga se comparan para tomar como metrado de carga lo que nos entrega el programa Etabs.

Eje	1º piso	Piso Típico	1º piso	Piso Típico	Sumar	Material	1º piso	2º piso	Piso Típico
	Altura (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Espesor (m)	L. total (m)		Peso (Tn)	Peso (Tn)	Peso (Tn)
1	2.60	2.50	0.130	0.130	2.00	Conc.	1.62	1.56	1.56
4	2.60	2.50	0.130	0.130	4.23	Conc.	3.43	3.30	3.30
5	2.60	2.50	0.115	0.115	2.04	Albañ.	1.10	1.06	1.06
6	2.60	2.50	0.115	0.115	1.84	Albañ.	0.99	0.95	0.95
7	2.60	2.50	0.115	0.115	3.99	Albañ.	2.15	2.06	2.06
8	2.60	2.50	0.130	0.130	2.34	Conc.	1.90	1.83	1.83
9	2.60	2.50	0.130	0.130	2.34	Conc.	1.90	1.83	1.83
10	2.60	2.50	0.215	0.115	8.00	Albañ.	8.05	7.74	4.14
A	2.60	2.50	0.215	0.115	17.12	Albañ.	17.23	16.56	8.86
B	2.60	2.50	0.115	0.115	9.91	Albañ.	5.33	5.13	5.13
C	2.60	2.50	0.215	0.215	3.12	Albañ.	3.14	3.02	3.02
C	2.60	2.50	0.115	0.115	2.56	Albañ.	1.38	1.32	1.32
C	2.60	2.50	0.130	0.130	1.80	Conc.	1.46	1.40	1.40
D	2.60	2.50	0.215	0.115	16.3	Albañ.	16.45	15.81	8.46

Tabla 3.11: Metrado de muros de albañilería y concreto armado-Dimensiones reales

Eje	1º piso	Piso Típico	1º piso	Piso Típico	Sumar	Material	1º piso	Piso Típico
	Altura (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Espesor (m)	L. total (m)		Peso (Tn)	Peso (Tn)
1	2.70	2.70	0.130	0.130	1.92	Conc.	1.62	1.62
4	2.70	2.70	0.130	0.130	4.00	Conc.	3.37	3.37
5	2.70	2.70	0.115	0.115	2.05	Albañ.	1.15	1.15
6	2.70	2.70	0.115	0.115	1.95	Albañ.	1.09	1.09
7	2.70	2.70	0.115	0.115	3.85	Albañ.	2.15	2.15
8	2.70	2.70	0.130	0.130	2.21	Conc.	1.86	1.86
9	2.70	2.70	0.130	0.130	2.21	Conc.	1.86	1.86
10	2.70	2.70	0.215	0.115	7.85	Albañ.	8.20	4.39
A	2.70	2.70	0.215	0.115	17.10	Albañ.	17.87	9.56
B	2.70	2.70	0.115	0.115	10.25	Albañ.	5.73	5.73
C	2.70	2.70	0.215	0.215	2.98	Albañ.	3.11	3.11
C	2.70	2.70	0.115	0.115	2.63	Albañ.	1.47	1.47
C	2.70	2.70	0.130	0.130	1.88	Conc.	1.58	1.58
D	2.70	2.70	0.215	0.115	16.5	Albañ.	17.27	9.24

Tabla 3.12: Metrado de muros de albañilería y concreto armado-Dimensiones a eje

Story	ElementType	Material	TotalWeight
STORY5	Wall	FC175	10.277
STORY5	Wall	AFA	37.869
STORY4	Wall	FC175	10.277
STORY4	Wall	AFA	37.869
STORY3	Wall	FC175	10.277
STORY3	Wall	AFA	37.869
STORY2	Wall	FC175	10.277
STORY2	Wall	AFA	58.026
STORY1	Wall	FC175	10.277
STORY1	Wall	AFA	58.026

Tabla 3.13: Metrado de muros de albañilería y concreto armado-Etabs

En la siguiente tabla se observa el resumen de metrado de pesos muro por nivel para un análisis sísmico estático.

Pisos	Peso Real (Tn)	Peso Como Etabs (Tn)	Peso Etabs (Tn)
1	66.11	68.34	68.30
2	54.24	58.26	58.22
3	44.91	48.18	48.15
4	44.91	48.18	48.15
5	22.46	24.09	24.07

Tabla 3.14: Resumen de metrados de peso del muro

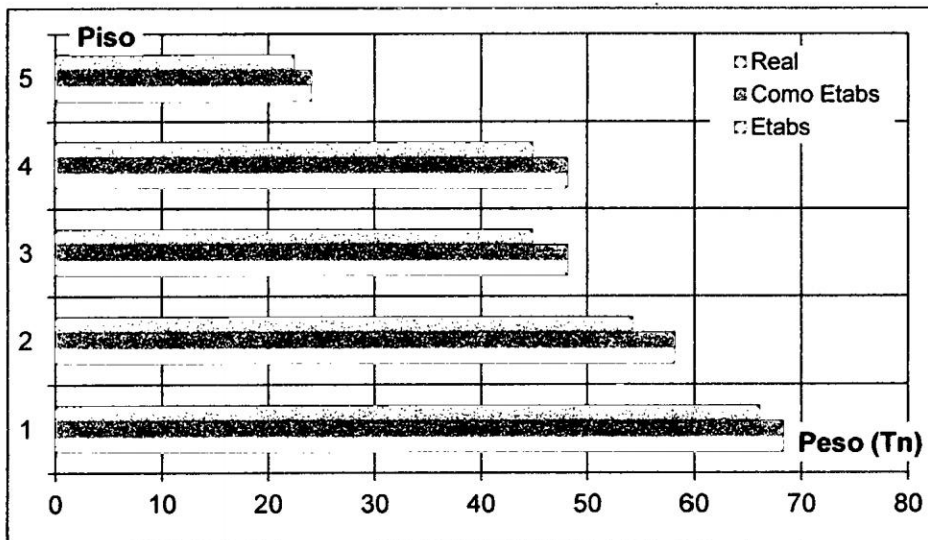


Gráfico 3.1: Comparación gráfica del metrado de peso de los muros por cada nivel

De la grafica se concluye que en el metrado de cargas caso muros el programa Etabs entrega mayor valor en cada nivel, esto se debe a que el programa considera la altura de muros entre ejes tanto en vertical, horizontal y en planta en la intersección de muros duplica la dimensión de muro (Longitud intersecada), por tales razones es que el programa Etabs Entrega mayor peso.

En la siguiente figura se observa el metrado de peso de los muros, vigas y losas, que entrega el programa Etabs.

Story	Element Type	Material	TotalWeight	Floor Area	UnitWeight	NumPieces	NumStuds
STORY5	Beam	FC175	6.929	133.710	0.0518	24	0
STORY5	Wall	FC175	10.277	133.710	0.0769		
STORY5	Wall	AFA	37.869	133.710	0.2832		
STORY5	Floor	FC175	40.113	133.710	0.3000		
STORY4	Beam	FC175	6.929	133.710	0.0518	24	0
STORY4	Wall	FC175	10.277	133.710	0.0769		
STORY4	Wall	AFA	37.869	133.710	0.2832		
STORY4	Floor	FC175	40.113	133.710	0.3000		
STORY3	Beam	FC175	6.929	133.710	0.0518	24	0
STORY3	Wall	FC175	10.277	133.710	0.0769		
STORY3	Wall	AFA	37.869	133.710	0.2832		
STORY3	Floor	FC175	40.113	133.710	0.3000		
STORY2	Beam	FC175	7.565	133.710	0.0566	24	0
STORY2	Wall	FC175	10.277	133.710	0.0769		
STORY2	Wall	AFA	58.026	133.710	0.4340		
STORY2	Floor	FC175	40.113	133.710	0.3000		
STORY1	Beam	FC175	7.565	133.710	0.0566	24	0
STORY1	Wall	FC175	10.277	133.710	0.0769		
STORY1	Wall	AFA	58.026	133.710	0.4340		
STORY1	Floor	FC175	40.113	133.710	0.3000		
SUM	Beam	FC175	35.915	668.550	0.0537	120	0
SUM	Wall	FC175	51.386	668.550	0.0769		
SUM	Wall	AFA	229.861	668.550	0.3435		
SUM	Floor	FC175	200.565	668.550	0.3000		
TOTAL	All	All	517.527	668.550	0.7741	120	0

Figura 3.10: Metrado de peso elementos estructurales del edificio-Etabs

3.5.3.2 Metrado De Peso De Vigas

En la siguiente tabla y grafica se muestra el metrado de peso de las vigas.

Eje	L. total (m)	1º piso	Piso Típico	1º piso	Piso Típico	1º piso	Piso Típico
		Base (m)	Peralte (m)	Base (m)	Peralte (m)	Peso (Tn)	Peso (Tn)
1	1.77	0.130	0.50	0.130	0.50	0.28	0.28
2	3.56	0.210	0.29	0.210	0.29	0.52	0.52
4	3.48	0.210	0.40	0.210	0.40	0.70	0.70
5	0.74	0.115	0.50	0.115	0.50	0.10	0.10
6	0.94	0.115	0.50	0.115	0.50	0.13	0.13
7	1.02	0.115	0.50	0.115	0.50	0.14	0.14
8	5.24	0.130	0.50	0.130	0.50	0.82	0.82
9	5.24	0.115	0.50	0.115	0.50	0.72	0.72
A	2.52	0.215	0.50	0.115	0.50	0.65	0.35
S1	3.81	0.210	0.30	0.210	0.30	0.58	0.58
S2	2.52	0.130	0.50	0.130	0.50	0.39	0.39
B	2.56	0.115	0.50	0.115	0.50	0.35	0.35
C	1.02	0.215	0.50	0.215	0.50	0.26	0.26
C	0.92	0.115	0.50	0.115	0.50	0.13	0.13
C	0.72	0.130	0.50	0.130	0.50	0.11	0.11
S3	2.52	0.130	0.50	0.130	0.50	0.39	0.39
D	2.52	0.215	0.50	0.115	0.50	0.65	0.35

Tabla 3.15: metrado del peso de vigas-Real

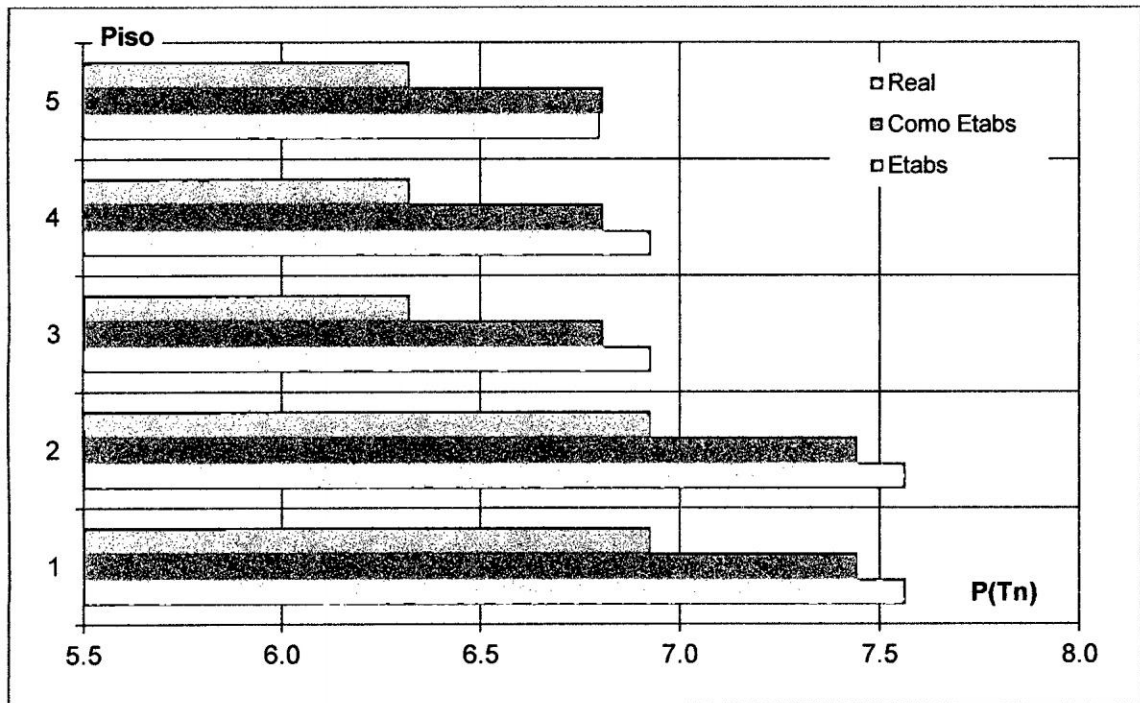
Eje	L. total (m)	1º piso	Piso Típico	1º piso	Piso Típico	1º piso	Piso Típico
		Base (m)	Peralte (m)	Base (m)	Peralte (m)	Peso (Tn)	Peso (Tn)
1	2.08	0.130	0.50	0.130	0.50	0.32	0.32
2	3.85	0.210	0.29	0.210	0.29	0.56	0.56
4	3.85	0.210	0.40	0.210	0.40	0.78	0.78
5	0.80	0.115	0.50	0.115	0.50	0.11	0.11
6	0.90	0.115	0.50	0.115	0.50	0.12	0.12
7	1.15	0.115	0.50	0.115	0.50	0.16	0.16
8	5.65	0.130	0.50	0.130	0.50	0.88	0.88
9	5.65	0.115	0.50	0.115	0.50	0.78	0.78
A	2.65	0.215	0.50	0.115	0.50	0.68	0.37
S1	4.05	0.210	0.30	0.210	0.30	0.61	0.61
S2	2.65	0.130	0.50	0.130	0.50	0.41	0.41
B	2.81	0.115	0.50	0.115	0.50	0.39	0.39
C	1.08	0.215	0.50	0.215	0.50	0.28	0.28
C	0.98	0.115	0.50	0.115	0.50	0.13	0.13
C	0.78	0.130	0.50	0.130	0.50	0.12	0.12
S3	2.65	0.130	0.50	0.130	0.50	0.41	0.41
D	2.65	0.215	0.50	0.115	0.50	0.68	0.37

Tabla 3.16: metrado del peso de vigas-como Etabs

Pisos	Peso Real (Tn)	Peso Como Etabs (Tn)	Peso Etabs (Tn)
1	6.93	7.44	7.565
2	6.93	7.44	7.565
3	6.32	6.81	6.929
4	6.32	6.81	6.929
5	6.32	6.81	6.800

Tabla 3.17: Resumen de metrado del peso de vigas

En la siguiente figura se observa el resumen del metrado de pesos de vigas por cada nivel



Gráfica 3.2: Comparación del resultado de metrado de cargas en caso Vigas

3.5.3.3 Metrado De Peso De Losa Aligerada

En la siguiente tabla y grafica se muestra el metrado de peso de las losas aligeradas

Paño	Área (m ²)	W. losa (Tn/m ²)	1º piso		Azotea		1º piso	Azotea
			CM (Tn/m ²)	LIVE (Tn/m ²)	CM (Tn/m ²)	LIVEUP (Tn/m ²)	Peso (Tn)	Peso (Tn)
P1	7.73	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	3.48	3.29
P2	11.25	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	5.06	4.78
P3	4.09	0.30	0.10	0.20	1.40	0.10	1.84	7.06
P4	5.28	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	2.38	2.24
P5	22.48	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	10.12	9.55
P6	12.02	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	5.41	5.11
P7	3.55	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	1.60	1.51
P8	12.73	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	5.73	5.41
P9	3.93	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	1.77	1.67
P10	4.18	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	1.88	1.78
P11	11.82	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	5.32	5.02
P12	21.31	0.30	0.37	0.20	0.10	0.10	15.34	9.06
D1	-0.42	0.30	0.10	0.20	1.40	0.10	-0.19	-0.72
D1	-0.43	0.30	0.37	0.20	0.10	0.10	-0.31	-0.18

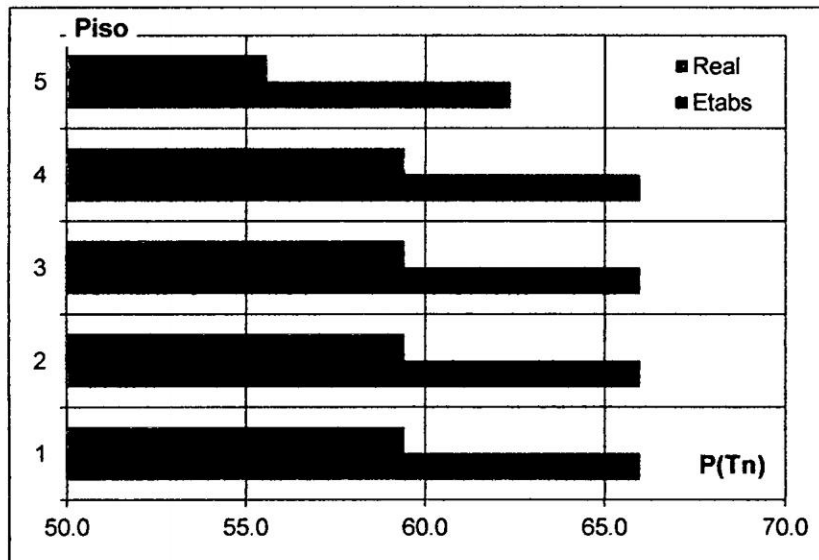
Tabla 3.18: Metrado del peso de losas de entepiso-Real

Paño	Área (m ²)	W. losa (Tn/m ²)	1º piso		Azotea		1º piso	Azotea
			CM (Tn/m ²)	LIVE (Tn/m ²)	CM (Tn/m ²)	LIVEUP (Tn/m ²)	Peso (Tn)	Peso (Tn)
P1	9.01	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	4.06	3.83
P2	13.38	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	6.02	5.69
P3	4.85	0.30	0.10	0.20	1.40	0.10	2.18	8.36
P4	5.99	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	2.69	2.54
P5	24.25	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	10.91	10.31
P6	13.25	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	5.96	5.63
P7	4.14	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	1.86	1.76
P8	13.86	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	6.24	5.89
P9	4.31	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	1.94	1.83
P10	4.57	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	2.06	1.94
P11	13.11	0.30	0.10	0.20	0.10	0.10	5.90	5.57
P12	23.00	0.30	0.37	0.20	0.10	0.10	16.56	9.78
D1	-0.34	0.30	0.10	0.20	1.40	0.10	-0.15	-0.59
D1	-0.39	0.30	0.37	0.20	0.10	0.10	-0.28	-0.16

Tabla 3.19: Metrado del peso de losas de entepiso- Etabs

Pisos	Peso Real (Tn)	Peso Etabs (Tn)
1	59.42	65.95
2	59.42	65.95
3	59.42	65.95
4	59.42	65.95
5	55.57	62.37

Tabla 3.20: Resumen de metrado del peso de losas de entrepiso



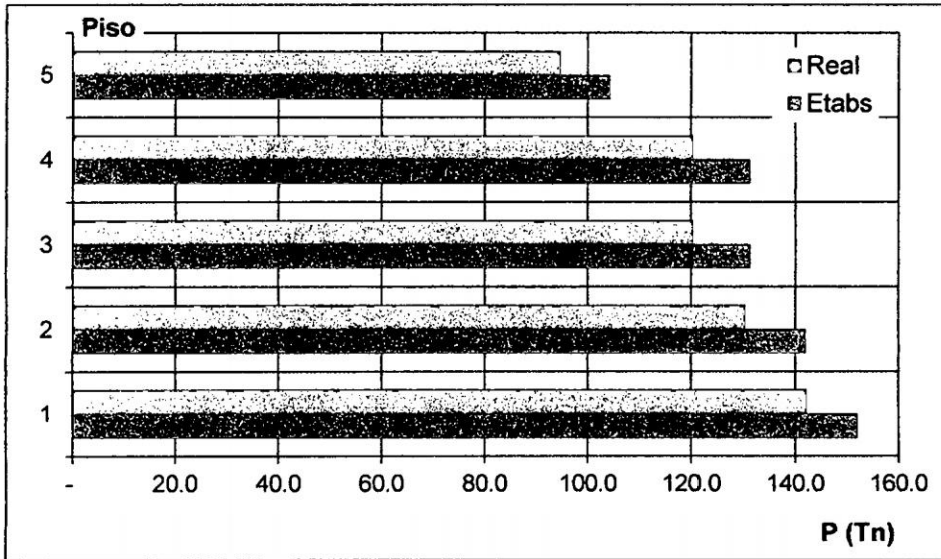
Grafica 3.3: Comparación del resultado de metrado de cargas en caso Losas

3.5.3.4 Resumen De Pesos

En la siguiente tabla y graficas se observa la comparación de pesos por nivel del edificio.

Pisos	Real					Etabs					
	Muro	Tabique	Viga	Losa	Total	Muro	Tabique	Viga	Losa	Total	
1	66.11	9.72	6.93	59.42	142.19	68.34	10.38	7.44	65.95	152.07	
2	54.24	9.72	6.93	59.42	130.32	58.26	10.38	7.44	65.95	142.00	
3	44.91	9.72	6.32	59.42	120.38	48.18	10.38	6.81	65.95	131.28	
4	44.91	9.72	6.32	59.42	120.38	48.18	10.38	6.81	65.95	131.28	
5	22.46	10.34	6.32	55.57	94.69	24.09	11.08	6.81	62.37	104.34	
Total=					607.96	Total=					661.11

Tabla 3.21: Resumen de metrado de peso x novel del edificio



Grafica 3.4: Comparación de pesos con el programa Etabs

Auto Seismic User Coefficient										
Edit View										
Auto Seismic User Coefficient										
Case	Dir	EccRatio	EccOverrides	TopStory	BotStory	C	K	WeightUsed	BaseShear	
▶ ESTATICO	X	0.0500	No	STORY5	BASE	0.3000	1.0000	660.49	198.15	

Figura 3.10: Peso del edificio con el programa Etabs

Se observa que el peso calculado por el programa Etabs difiere en 0.62Tn de lo calculado manualmente con el criterio que toma el programa Etabs para calcular el peso del edificio, esto se debe mayormente con la cantidad de decimales que se estaría considerando, para un análisis sísmico. Y la diferencia con el peso real de la estructura es de 52.53Tn el cual representa 7.95%.

De esto se concluye que el peso calculado por el programa Etabs es mucho mayor al peso real de la estructura el cual nos da mayor seguridad por lo que a mayor peso en la estructura mayor será la demanda de rigidez. Por tal razón utilizaremos para cálculos posteriores el peso calculado por el programa Etabs ya que este valor calculado es ligeramente mayor al peso real de la estructura.

3.5.4 Estructuración De Edificio-02 De Concreto Armado

Este edificio consta de 7 pisos con una propuesta de estructuración a base de pórticos y muros estructurales el cual se ubica en la caja del ascensor y de relleno de muros de albañilería entre los límites de propiedad. Como muestra la siguiente figura.

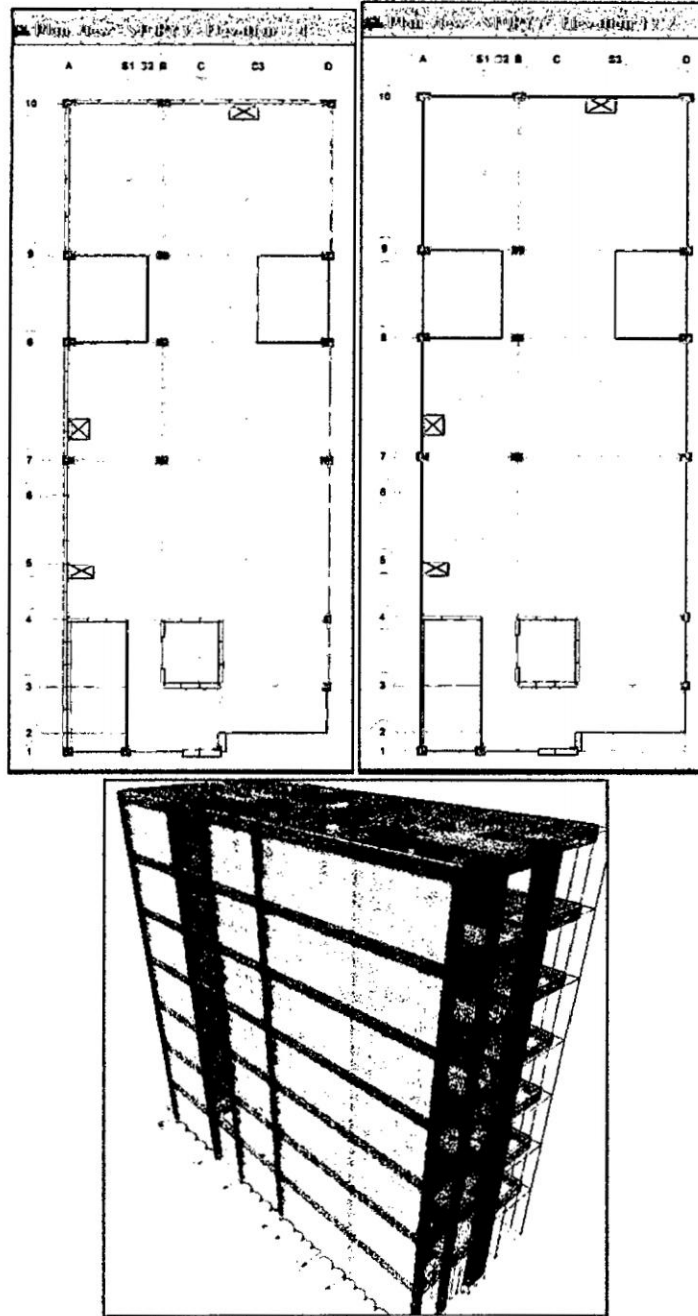


Figura 3.11: Configuración estructural del edificio-02

3.5.4.1.-Vigas

Vigas de Peraltadas ($B_{VP} \times H_{VP}$).

1.-Base de la viga peraltada $B_{VP} = \frac{a_t}{20}$, a_t : ancho tributario

2.-Peralte de la viga se calcula utilizando la ecuación mencionada en el capítulo de teoría

Para este tipo de edificio consideraremos los ejes más representativos para el predimensionamiento de las vigas y las secciones están siendo consideradas sin el revestimiento.

Eje	Longitud L (m)	f_c (Kg/cm ²)	Carga Ultima	Momento Flector	Peralte Efectivo	Altura	Base X Peralte
			WU (Kg/m)	M (Kg-cm)	d (cm)	h (cm)	B X H (cm)
A,D	4.85	280.0	2769.8	570078	21.51	27.51	23 X 29
B-B	4.85	280.0	3312.9	681870	23.53	29.53	23 X 29
B-B(8,9)	3.00	280.0	874.6	68872	7.48	13.48	23 X 20
Esca.	4.05	280.0	1639.6	235313	13.82	19.82	23 X 20
3-3	3.87	280.0	1707.1	223707	13.48	19.48	23 X 20
4-4	3.87	280.0	3329.1	436273	18.82	24.82	23 X 29
7-7	5.00	280.0	6412.7	1402770	33.75	39.75	23 X 39
8-8	5.00	280.0	5019.6	1098047	29.86	35.86	23 X 39
9-9	5.00	280.0	5690.6	1244817	31.79	37.79	23 X 39
10-10	5.00	280.0	3965.3	867408	26.54	32.54	23 X 40

Tabla 3.22: Sección transversal de las vigas

3.5.4.2.-Columnas.

Se determina la sección de las columnas con la ecuación descrita en el capítulo II, para este tipo de edificio consideraremos 02 tipos de columna las que estarán ubicadas en el perímetro y las columnas centrales para el cual se tomara la ubicación mas critica para cada columna.

Ubicación entre los Ejes	f'c (Kg/cm2)	Carga Muerta	Carga Viva	Viga	Muros	Col. (Kg)	Peso (Kg)	Area (cm2)	h (cm)	Base X Peralte (cm)	
		WD (Kg)	WL (Kg)	W (Kg/m)	W (Kg)					B X H	
Esquina 10, D	280.0	4,261.2	1,272.0	1,115.0	2,954	451	100,535	646	27	24 X	29
Perímetro 6,D	280.0	5,673.9	2,220.0	1,656.1	4,001	708	142,590	917	33	28 X	39
Centro 6,B	280.0	6,524.0	3,262.0	1,999.1	4,733	689	172,072	1,106	40	28 X	38
Perímetro 4,D	280.0	3,336.0	1,668.0	1,064.9	1,612	358	80,383	517	22	23 X	24
Perímetro 10,B	280.0	3,696.0	1,848.0	1,303.3	3,662	435	109,448	704	29	24 X	28

Tabla 3.23: Sección transversal de las Columnas Perimetrales: Edificio-02

3.5.4.3.-Muros De Albañilería

Se consideraran 2 tipos de modelo de los muros de albañilería con elementos Shell en el Etabs y puntal diagonal para calcular su ancho equivalente de puntal diagonal utilizaremos la ecuación dada por la norma E.070 y la de T. Paulay, M.J.N. Priestley. El cual se indico en el capítulo de teoría. Para esto nos ayudaremos con los gráficos del Etabs.

Como ejemplo veremos de los muros 5X y 6X ubicado en el eje 10-10 en ancho equivalente el cual se muestra en la siguiente tabla, de la misma manera se realizara del resto de muros de albañilería.

Muro	D (m)	t (m)	b =D/4 (m)
STORY7 - 5X	3.9	0.115	0.98
STORY6 - 5X	3.9	0.115	0.98
STORY5 - 5X	3.9	0.215	0.98
STORY4 - 5X	3.9	0.215	0.98
STORY3 - 5X	3.9	0.215	0.98
STORY2 - 5X	3.9	0.215	0.98
STORY1 - 5X	3.9	0.215	0.98
STORY7 - 6X	5.7	0.115	1.42
STORY6 - 6X	5.7	0.115	1.42
STORY5 - 6X	5.7	0.215	1.42
STORY4 - 6X	5.7	0.215	1.42
STORY3 - 6X	5.7	0.215	1.42
STORY2 - 6X	5.7	0.215	1.42
STORY1 - 6X	5.7	0.215	1.42

Tabla 2.24: Ancho equivalente del puntal diagonal

3.6.- DEFINICION DE ESPECTRO SISMICO

Para el análisis sísmico dinámico espectral, se considerará el aporte del sismo en ambas direcciones del 100%, El espectro de sismo inelástico se calculó con un factor de reducción sísmica R=3.

COMENTARIOS	COEF.	LISTA	VALOR	ESPECIFICACION	NORMA
					E.030
ZONIFICACION	Zona 2	ZONA=2	Z= 0.30	Factor de Zona	Tabla nro.1
CATEGORIA	Edificaciones Comunes	C	U= 1.00	Categoría de las Edificaciones "U"	Tabla nro.3
CONDICIONES GEOTÉCNICAS	Suelos intermedios	S2	S= 1.20	Parámetros del Suelo	Tabla nro.2
		Tp= 0.60			
SISTEMAS ESTRUCTURALES	Solo Muros de Corte	Ct= 60.00		Elementos Sismoresistente	Item 17.2.a
SISTEMAS ESTRUCTURALES	c.-Albañilería Armada o Confinada	R= 3.00		Coficiente de Reducción de Fuerza Sísmica	Tabla nro.6
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA =			C= 2.50	Tomamos C=2.5	

Tabla 3.25: parámetros para definir la aceleración espectral

C	T	Sa	C	T	Sa	C	T	Sa
2.500	0.05	0.300	2.500	0.45	0.300	1.000	1.50	0.120
2.500	0.06	0.300	2.500	0.50	0.300	0.750	2.00	0.090
2.500	0.07	0.300	2.500	0.55	0.300	0.500	3.00	0.060
2.500	0.08	0.300	2.500	0.60	0.300	0.375	4.00	0.045
2.500	0.09	0.300	2.308	0.65	0.277	0.300	5.00	0.036
2.500	0.10	0.300	2.143	0.70	0.257	0.250	6.00	0.030
2.500	0.15	0.300	2.000	0.75	0.240	0.214	7.00	0.026
2.500	0.20	0.300	1.875	0.80	0.225	0.188	8.00	0.023
2.500	0.25	0.300	1.765	0.85	0.212	0.167	9.00	0.020
2.500	0.30	0.300	1.667	0.90	0.200	0.150	10.00	0.018
2.500	0.35	0.300	1.579	0.95	0.189			
2.500	0.40	0.300	1.500	1.00	0.180			

Tabla 3.26: periodos y pseudo- aceleraciones

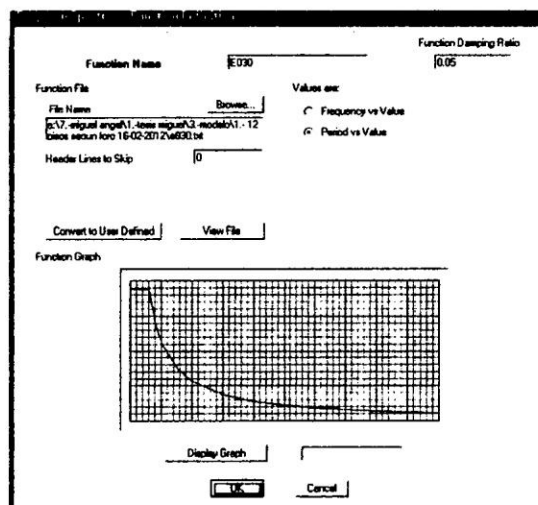


Figura 3.12: Espectro de Sismo de Diseño para albañilería confinada

CAPITULO IV

MODELAMIENTO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1 INTRODUCCION AL MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se realizará el análisis estructural de los edificios de albañilería confinada con materiales de fabricación artesanal (AFA) e industrial (AFI), cuyos edificios son de 5 pisos, al cual se les denominara **Edificio-01**, en el edificio de (AFA) se comprobara la estructuración hecha en el capítulo anterior, con la densidad mínima de muros con que debería de contar el edificio de 5 pisos, luego de no cumplirse con el control de la deriva máxima se tendrá que rigidizar al edificio cambiando los muros de aparejo soga a cabeza o cambiando los muros de albañilería a muros de concreto armado de acuerdo a la demanda de rigidez del edificio y finalmente se modelara al edificio cuando cumpla con requisitos de resistencia en cada muro, el cual se verá en el capítulo siguiente.

El siguiente modelo es un edificio aporticada y con muros de albañilería al cual se le modelara con dos formas los muros de albañilería (elementos Shell y Puntal diagonal) hasta cumplir con la deriva máxima estipulada en la norma E.030.

4.2 MODELAMIENTO DE EDIFICIOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Se tiene las siguientes consideraciones para el modelamiento sísmico de este edificio:

- ☛ Se modelarán los muros de albañilería como un material.
- ☛ Para considerar probables incursiones en el rango inelástico y secciones agrietadas, se trabajará con secciones al 75% de sus propiedades, no sólo en los muros más demandados.

Material de Albañilería	Modulo de Elasticidad al 100%	Modulo de Elasticidad al 75%	Modulo de Corte al 100%	Modulo de Corte al 75%
A.F.A	17000 Kg/cm ²	12750 Kg/cm ²	5200 Kg/cm ²	3640 Kg/cm ²
A.F.I.	32500 Kg/cm ²	24375 Kg/cm ²	13000 Kg/cm ²	9100 Kg/cm ²

Tabla 4.1: Reducción AL 70% de los módulos de elasticidad del material de Albañilería

☛ Al realizarse un modelo tridimensional (no un análisis por pórticos planos o por columnas equivalentes), se supone que en el modelo estarán considerados los aportes a la rigidez de los muros perpendiculares, no siendo necesario calcular porcentajes adicionales al que considerará el programa.

☛ Los elementos finitos nos brindarán la facilidad de usar elementos finitos tridimensionales "Shell", con los que consideraremos deformaciones por corte, flexión y axial. En este modelo no se incluyen tabiques o muros diafragmas, los alfeizares se considerarán aislados de los muros portantes.

4.2.1.-Edificio De Albañilería Confinada De 5 Pisos Con Material De Fabricación artesanal.

Como primer edificio en análisis, se tomara un edificio de albañilería confinada de 5 pisos, hecha con unidades de albañilería de fabricación artesanal, el cual se analizara paso a paso de la misma manera se realizará el diseño de sus elementos estructurales siguiendo los pasos que indica su norma correspondiente al tipo de material.

4.2.1.1 Modelamiento Sismoresistente

La siguiente figura muestra la primera configuración estructural de un edificio de 5 pisos de albañilería confinada con unidades de albañilería de fabricación Artesanal (AFA), el cual cumple con la densidad mínima que demanda el edificio en análisis.

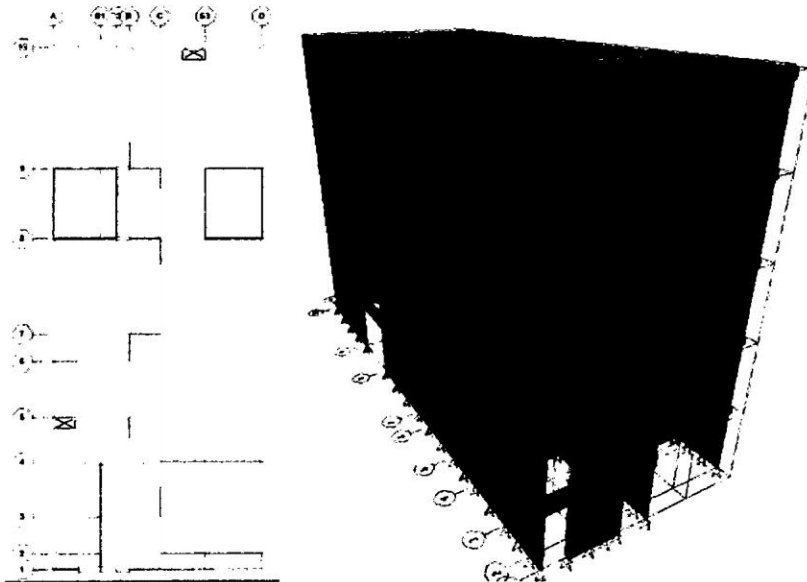


Figura 4.1: Modelamiento Sismoresistente en Etabs del edificio-01-AFA

4.2.1.2.-Control De Deriva Inelástica Y Regularidad Torsional

En la siguiente tabla se observa las derivas inelásticas máximas, en cual se observa que no se cumple con la deriva máxima que establece la norma E.030, siendo el edificio flexible en la dirección X, teniendo una deriva máxima en el cuarto nivel de 0.01061, por tal razón se rigidizara el edificio en la dirección X.

DATOS ETABS					Direccion X-X	Direccion Y-Y
Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY5	Max Drift X	SEVERO	0.004547		0.01023	
STORY5	Max Drift Y	SEVERO		0.001562		0.00351
STORY4	Max Drift X	SEVERO	0.004714		0.01061	
STORY4	Max Drift Y	SEVERO		0.001645		0.00370
STORY3	Max Drift X	SEVERO	0.004679		0.01053	
STORY3	Max Drift Y	SEVERO		0.001631		0.00367
STORY2	Max Drift X	SEVERO	0.004098		0.00922	
STORY2	Max Drift Y	SEVERO		0.001454		0.00327
STORY1	Max Drift X	SEVERO	0.002157		0.00485	
STORY1	Max Drift Y	SEVERO		0.000923		0.00208

Tabla 4.2: Deriva máxima inelástica inicial del edificio

Los muros de los ejes 1-1 y 4-4 se cambiaran de material de albañilería confinada inicialmente a muros de concreto armado de 13.0cm de espesor, con esos cambios se tiene la siguiente tabla de derivas máximas del edificio.

Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY5	Max Drift X	SEVERO	0.001871		0.00421	
STORY5	Max Drift Y	SEVERO		0.001085		0.00244
STORY4	Max Drift X	SEVERO	0.001835		0.00413	
STORY4	Max Drift Y	SEVERO		0.00118		0.00266
STORY3	Max Drift X	SEVERO	0.001649		0.00371	
STORY3	Max Drift Y	SEVERO		0.001182		0.00266
STORY2	Max Drift X	SEVERO	0.001272		0.00286	
STORY2	Max Drift Y	SEVERO		0.001087		0.00245
STORY1	Max Drift X	SEVERO	0.000728		0.00164	
STORY1	Max Drift Y	SEVERO		0.000782		0.00176

Tabla 4.3: Deriva máxima inelástica final del edificio-01

Se aprecia que las distorsiones inelásticas máximas (*Deriva x 0.75R*) son menores que las permitidas por la Norma E.030 para edificaciones de albañilería confinada (*0.005*), por tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada en las dos direcciones principales.

En la siguiente Figura y Tabla se puede observar la ubicación del centro de masa y la del centro de rigidez, en el cual se observa que el CR va cambiando en cada nivel desplazándose hacia los ejes 8-8 y B-B.

Para tener la configuración estructural casi final se verifica la resistencia de los muros de albañilería con una hoja de cálculo, en el edificio en análisis los muros 6X, 7X y 9Y no cumplen con la demanda de resistencia que se requiere por lo cual se decide cambiar con muros de concreto armado, en caso de los muros 1Y, 2Y, 10Y y 11Y se cambia de sección a 0.215m (aparejo cabeza) del primer y segundo nivel y los muros 6Y y 7Y se cambia de sección a 0.215m (aparejo cabeza) del primer al quinto nivel y los muros 6X, 7X y 9Y a muros de concreto armado, por lo tanto se tiene la configuración final como muestra la siguiente figura.

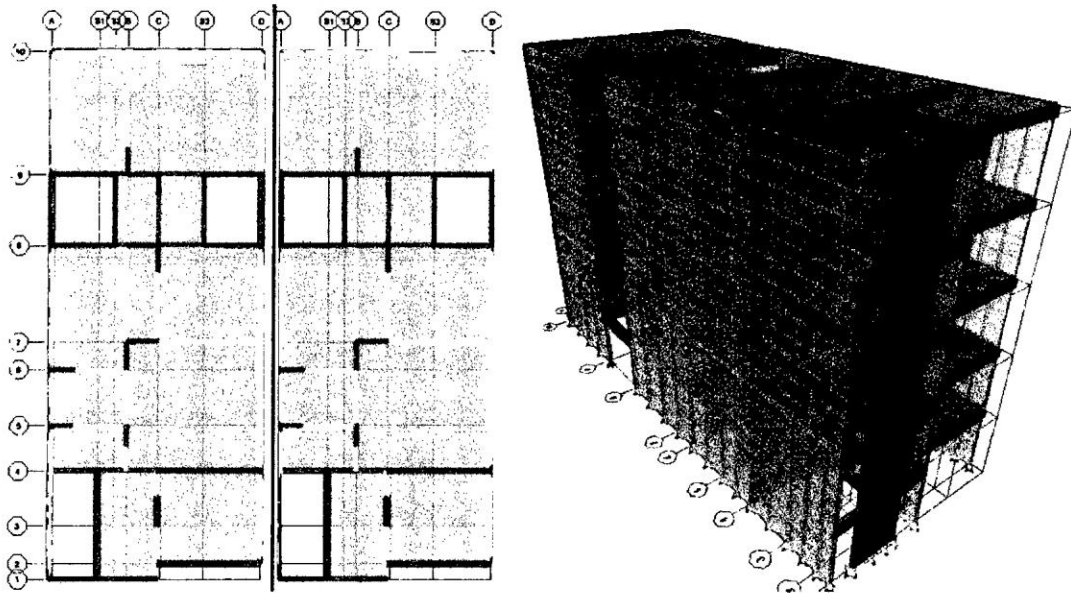


Figura 4.2: Configuración Estructural final del edificio-01-AFA

Las siguientes graficas muestran como resumen las derivas máximas tanto en el eje X como en el eje Y, para el edificio de albañilería de 5 pisos.

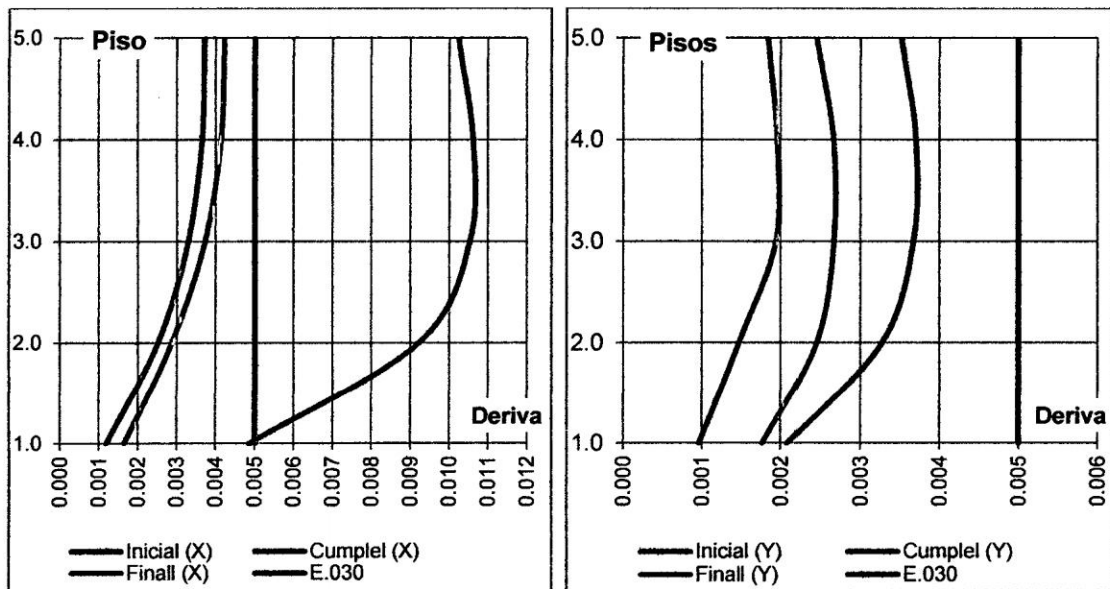


Grafico 4.1: Derivas máximas en el eje X y en eje Y

En la siguiente grafica observamos la ubicación del centro de masa y la del centro de rigidez, en cada entrepiso del edificio.

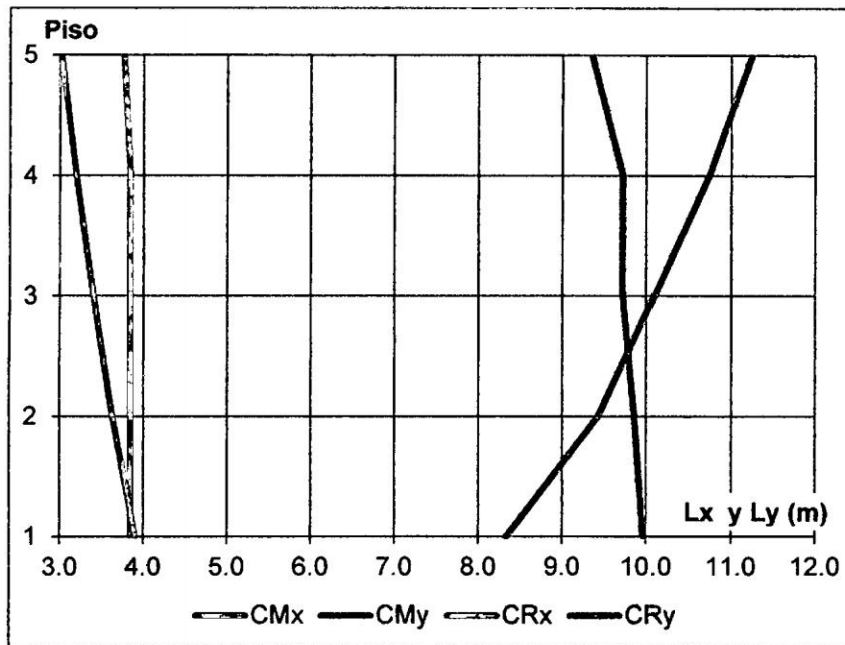


Grafico 4.2: Variación del centro de masa y del centro de rigidez por entrepiso

De la grafica los máximos valores de excentricidad se presentan en el eje Y llegando a 1.90m en el último nivel, la norma E.030 no nos indica un valor máximo de excentricidad, pero existen recomendaciones como la del Doctor Ing. Genner Villareal castro, que la excentricidad no debe ser mayor a 1.50m, en este caso estaríamos fuera del límite, esta excentricidad mayor nos estaría indicando una posible irregularidad en planta, verificaremos esta posible irregularidad con lo indicado en la norma E.030-11. La siguiente figura muestra la ubicación del centro de masa y de rigidez del 1° al 5° nivel del edificio.

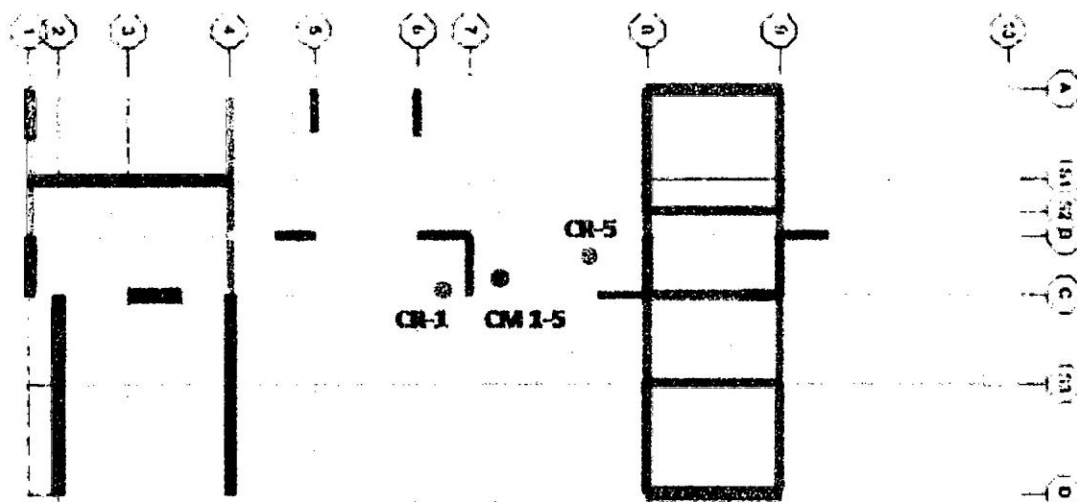


Figura 4.3: Ubicación del CM y CR del edificio-01-AFA

En las siguientes tablas se puede observar también la irregularidad torsional en las dos direcciones principales.

Piso	Altura Hi	Δ_1 Piso	Δ_2 Piso	Δ Relativo 1	Δ Relativo 2	Δ Relativo Promedio	Δ Relativo Permitido	Irregular $\Delta_{prom.}/\Delta_{perm.} \geq 0.50$	Irregular $\Delta_{max.}/\Delta_{prom.} \geq 1.30$
1	2.7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.014	0.094	1.108
2	2.7	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.014	0.178	1.254
3	2.7	0.008	0.005	0.004	0.002	0.003	0.014	0.232	1.256
4	2.7	0.013	0.008	0.004	0.002	0.003	0.014	0.243	1.299
5	2.7	0.016	0.010	0.004	0.002	0.003	0.014	0.219	1.320

Tabla 4.4: irregularidad Torsional en el eje X-X

Piso	Altura Hi	Δ_1 Piso	Δ_2 Piso	Δ Relativo 1	Δ Relativo 2	Δ Relativo Promedio	Δ Relativo Permitido	Irregular $\Delta_{prom.}/\Delta_{perm.} \geq 0.50$	Irregular $\Delta_{max.}/\Delta_{prom.} \geq 1.30$
1	2.7	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.014	0.079	1.081
2	2.7	0.002	0.003	0.001	0.002	0.002	0.014	0.115	1.125
3	2.7	0.004	0.005	0.002	0.002	0.002	0.014	0.150	1.138
4	2.7	0.006	0.007	0.002	0.002	0.002	0.014	0.142	1.167
5	2.7	0.007	0.009	0.001	0.002	0.002	0.014	0.117	1.210

Tabla 4.5: irregularidad Torsional en el eje Y-Y

Se aprecia que los valores de desplazamiento relativo máximo es mayor en $\approx 1.5\%$ del 1.3 estipulado en la norma E.030, presentándose en el quinto nivel en la dirección X, para bajar este valor se tendría que disminuir el desplazamiento en el eje 1-1 en la dirección X, como la diferencia es mínima, se calificara al edificio torsionalmente como regular.

4.2.1.3.- Índice De Estabilidad

Con el fin de determinar la importancia de los efectos de segundo orden denominado efecto P-Delta en la estructura se calcula el índice de estabilidad de acuerdo a la norma E.030, como se observa en la siguiente tabla.

Piso	N_i (Tn)	V_{iy} (Tn)	D_{iy} (cm)	$D_{Relat. i}$ (cm)	H_i (m)	Q_{ix}
1	639.3	139.8	0.003	0.003	2.7	0.0046
2	490.6	130.4	0.008	0.005	2.7	0.0072
3	352.1	112.2	0.015	0.007	2.7	0.0078
4	224.2	85.9	0.022	0.007	2.7	0.0070
5	96.4	46.2	0.029	0.007	2.7	0.0056

Tabla 4.6: Índice de Estabilidad en la dirección X-X

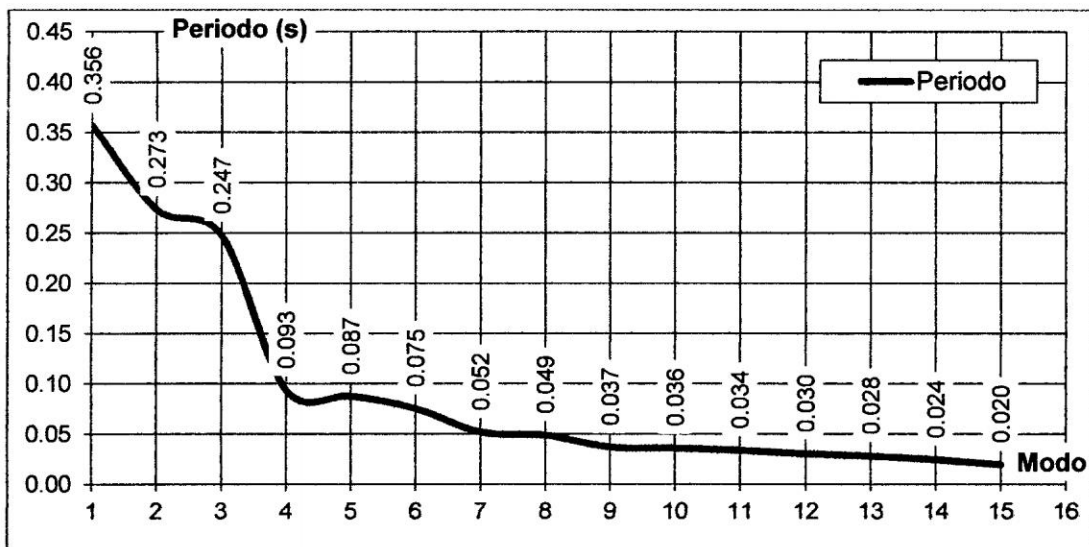
Piso	N_i (Tn)	V_{iY} (Tn)	D_{iY} (cm)	$D_{Relat. i}$ (cm)	H_i (m)	Q_{iY}
1	639.3	148.1	0.002	0.002	2.7	0.0036
2	490.6	136.6	0.006	0.004	2.7	0.0048
3	352.1	116.4	0.010	0.004	2.7	0.0048
4	224.2	87.1	0.014	0.004	2.7	0.0041
5	96.4	45.4	0.018	0.003	2.7	0.0027

Tabla 4.7: Índice de Estabilidad en la dirección Y-Y

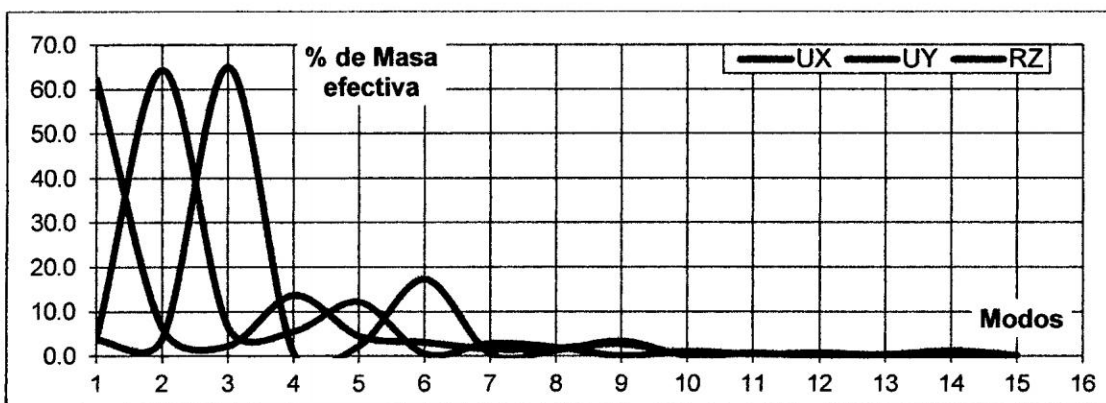
Se observa que el índice de estabilidad es menor que 0.1 ($Q_i < 0.1$) por lo tanto no se tomaran en cuenta los efectos de segundo orden, en este edificio en análisis.

4.2.1.4.-Modos De Vibración Y Periodo Fundamental

En la siguiente tabla se puede observar los modos de Vibración del edificio de 5 pisos de albañilería confinada y las masas efectivas



Grafica 4.3: Modos de vibración y periodos del edificio de albañilería



Grafica 4.4: Modos de vibración y % de masa efectiva del edificio de albañilería

De la grafica de % de masa efectiva se observa que el primer modo pertenece al eje X con 62.2% de masa efectiva el cual se presenta en el primer modo y a este le pertenece entonces un periodo de $T_x = 0.356 \text{ seg}$, el segundo es en el eje Y con 64.4% de masa efectiva el cual se presenta en el primer modo y a este le pertenece entonces un periodo de $T_y = 0.273 \text{ seg}$, en resumen se tiene.

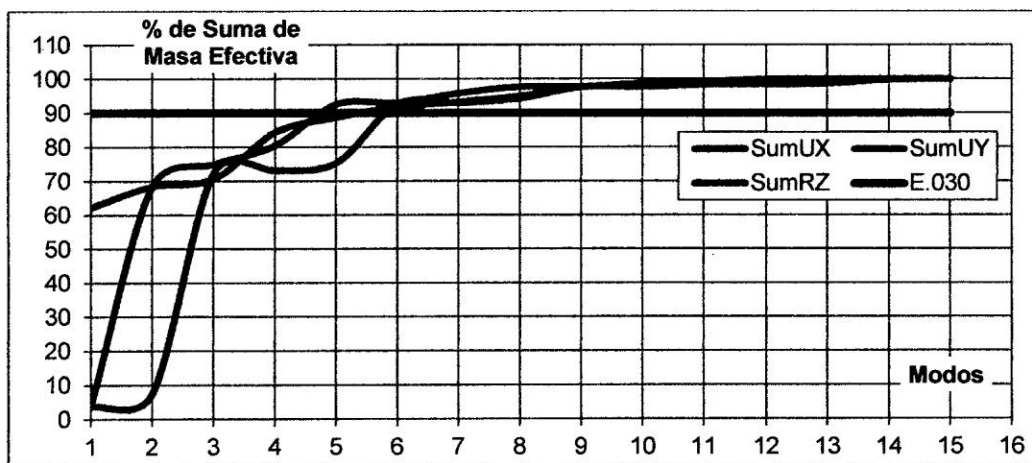
$$T_x = 0.356 \text{ seg. y } T_y = 0.273 \text{ seg.}$$

Ahora que ya se conoce el periodo fundamental exacto del edificio se calcula la amplificación sísmica del capítulo anterior se tiene que $T_p = 0.60$.

$$C_x = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_x} \right) = 2.5 \left(\frac{0.60}{0.356} \right) \leq 2.5 \rightarrow C_x = 4.21 \leq 2.5 \therefore C_x = 2.5$$

$$C_y = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_y} \right) = 2.5 \left(\frac{0.60}{0.273} \right) \leq 2.5 \rightarrow C_y = 5.49 \leq 2.5 \therefore C_y = 2.5$$

Y en la siguiente grafica se observa la suma porcentual de masas Equivalentes para la acción sísmica que es mayor a 90% de la masa total de la estructura según indica la norma E.030-18.2.c.



Gráfica 4.5: Porcentaje de suma de masa efectiva por cada modo de vibración

La norma E.030-18.2c, indica que la suma de masa efectiva sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, entonces de la grafica se concluye que se presenta entre 5 y 6° modo, la suma de masa efectiva mayor a 90%.

4.2.1.5.-Fuerza Cortante De Análisis Estático

Por medio de este método de análisis se representan las sollicitaciones sísmicas que actúan sobre cada nivel de la edificación, estas fuerzas las hallamos por medio de la siguiente relación basada en los datos obtenidos anteriormente:

$$V = \frac{ZUCS}{R}P \rightarrow V = \frac{0.3 * 1.0 * 2.5 * 1.2}{3} * P \rightarrow V = 0.30P$$

En el análisis estático se ingresa en el programa Etabs el factor de 0.30 para luego obtener las fuerzas cortantes y otros datos ya vistos del análisis dinámico, y así tenemos la siguiente tabla.

Dirección	Factor	Peso (Tn)	Cortante (Tn)	C/R ≥ 0.125
X-X	0.3	660.49	198.15	0.833
Y-Y	0.3	660.49	198.15	0.833

Tabla 4.8: Fuerza Cortante Estático del edificio de A.C.-5 pisos

Estos valores de fuerza cortante se podrían aplicar a la estructura de manera repartida por piso para el análisis estático por fuerzas sísmicas del edificio de acuerdo a una relación matemática que indica la norma E.030-17.4, pero en este caso lo utilizaremos para escalar la fuerza cortante dinámica al 80% de la cortante estática en caso de edificios de estructuras regulares y al 90 en estructuras irregulares.

4.2.1.6.-Fuerza Cortante De Análisis Dinámico

El siguiente cuadro muestra las cortantes dinámicas de cada piso del edificio.

Piso	Cortante	
	VX	VY
5	46.15	45.41
4	85.86	87.13
3	112.19	116.36
2	130.37	136.62
1	139.80	148.09

Tabla 4.9: Fuerza Cortante Dinámico

4.2.1.7.- Factor De Escala

La norma E.030 nos indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% de la cortante obtenida por el método estático para estructuras regulares y la norma E.070 nos indica que para diseñar los muros de albañilería confinada se diseñara con el sismo moderado por tal razón se tendrá que escalar al sismo moderado por el siguiente factor que se muestra en la tabla.

CORTANTE DINAMICO (Tn)		CORTANTE ESTATICO (Tn)		CORTANTE MINIMO (Tn)		FACTOR DE ESCALA			
				$V_{mtn} = 80\%V_{est.}$		S. Severo		S. moderado	
V_x dina.	V_y dina.	V_x est.	V_y est.	V_x	V_y	F_{xg}	F_{yg}	$\frac{F_{xg}}{2}$	$\frac{F_{yg}}{2}$
139.80	148.09	198.16	198.16	158.528	158.528	11.12	10.50	5.56	5.25

Tabla 4.10: Fuerza Cortante Mínima en la Base del edificio de A.C.-5 pisos y Factor de escala

Se observa que para el análisis de sismo moderado se utilizara los siguientes factores de escalamiento.

En la dirección X: 5.56

En la dirección Y: 5.25

4.2.2.- Edificio De Albañilería Confinada De 5 Pisos Con Material De Fabricación Industrial (AFI).

En este caso se modelo con la misma configuración y distribución de muros, como en el caso del edificio de albañilería con unidades de fabricación Artesanal (AFA), cambiando de material a unidades de fabricación Industrial (AFI). Cuya densidad de muros resulto en la dirección (0.034) y en la dirección Y (0.049) y al realizar el primer análisis dinámico los controles de la distorsión inelástica resultaron en X (0.0047) y en Y (0.0017). pero al realizar el diseño de los muros se tuvo que cambiar de material a algunos muros para cumplir con la norma E.070. En los pasos siguientes se mostraran solo los resultados de la configuración final del edificio de albañilería con unidades de fabricación industrial.

4.2.2.1 Configuración estructural final

La siguiente configuración estructural muestra que en los dos primeros pisos en los ejes 1-1 y 10-10 se requieren muros de aparejo Cabeza ($t = 23cm$), y en el eje 4-4 el muro es de concreto armado ($t = 13cm$).

En caso del muro del eje 9-9 se cambio a muro de concreto armado ($t = 13cm$), del primer al quinto nivel, como se muestra en la siguiente figura.

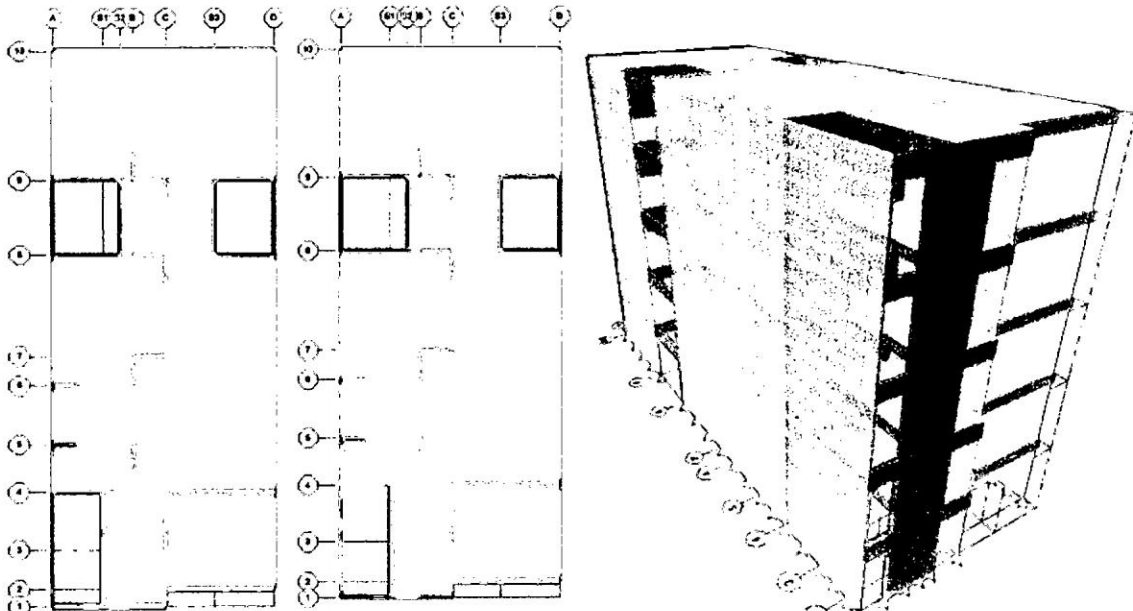


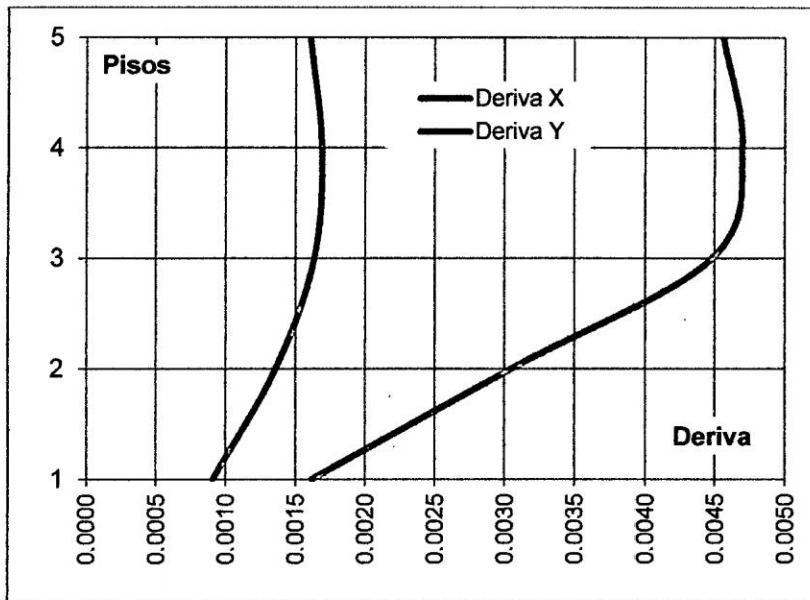
Figura 4.4: Configuración estructural final de edificio con Albañilería de Fabricación Industrial

4.2.2.2.- Control de Derivas

DATOS ETABS					Direccion X-X	Direccion Y-Y
Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY5	Max Drift X	SEVERO	0.002026		0.00456	
STORY5	Max Drift Y	SEVERO		0.000712		0.00160
STORY4	Max Drift X	SEVERO	0.002086		0.00469	
STORY4	Max Drift Y	SEVERO		0.00075		0.00169
STORY3	Max Drift X	SEVERO	0.00199		0.00448	
STORY3	Max Drift Y	SEVERO		0.000726		0.00163
STORY2	Max Drift X	SEVERO	0.001353		0.00304	
STORY2	Max Drift Y	SEVERO		0.000603		0.00136
STORY1	Max Drift X	SEVERO	0.000718		0.00162	
STORY1	Max Drift Y	SEVERO		0.000402		0.00090

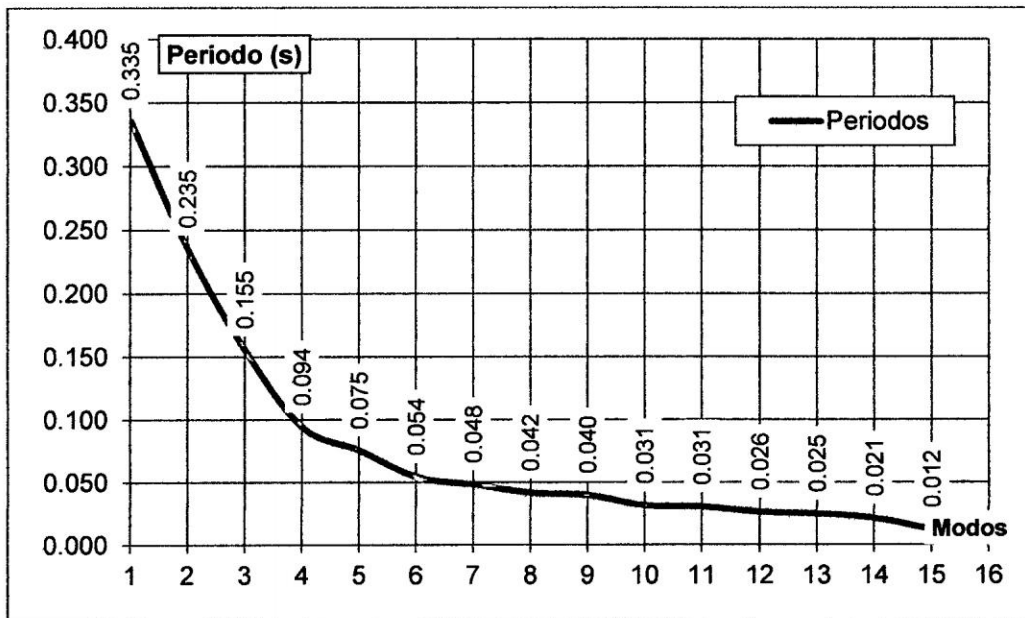
Tabla 4.11: Deriva máxima inelástica final del edificio-01-AFI

En la siguiente grafica se observa la distorsión de entrepiso.



Grafica 4.6: Derivas máximas en edificio-01-AFI

4.2.2.3.- Modos de Vibración



Grafica 4.7: Periodo Fundamental por modos de vibración

4.3 EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS MÁS MUROS DE ALBAÑILERÍA DE FABRICACIÓN ARTESANAL.

Hay propietarios que el primer piso del edificio los destinan a ambientes de cochera, tiendas u otros usos que requieren espacios amplios para el cual utilizan una configuración estructural de pórticos en los siguientes niveles los utilizan para habitaciones u otros ambientes que requieren divisiones.

4.3.1 Configuración estructural

La estructura tiene un sistema estructural híbrida, por lo que está formado por sistemas aporticadas (con elementos estructurales vigas, placas y columnas) en la dirección X y en la dirección Y, los pórticos perimetrales están rellenos con muros de albañilería, estos muros son confinados por los pórticos, es un sistema tico, de proceso de construcción en la región Ayacucho, se realiza con el fin de incrementar la rigidez de la estructura. la siguiente figura muestra el edificio tipo 3 modelado en el programa Etabs.

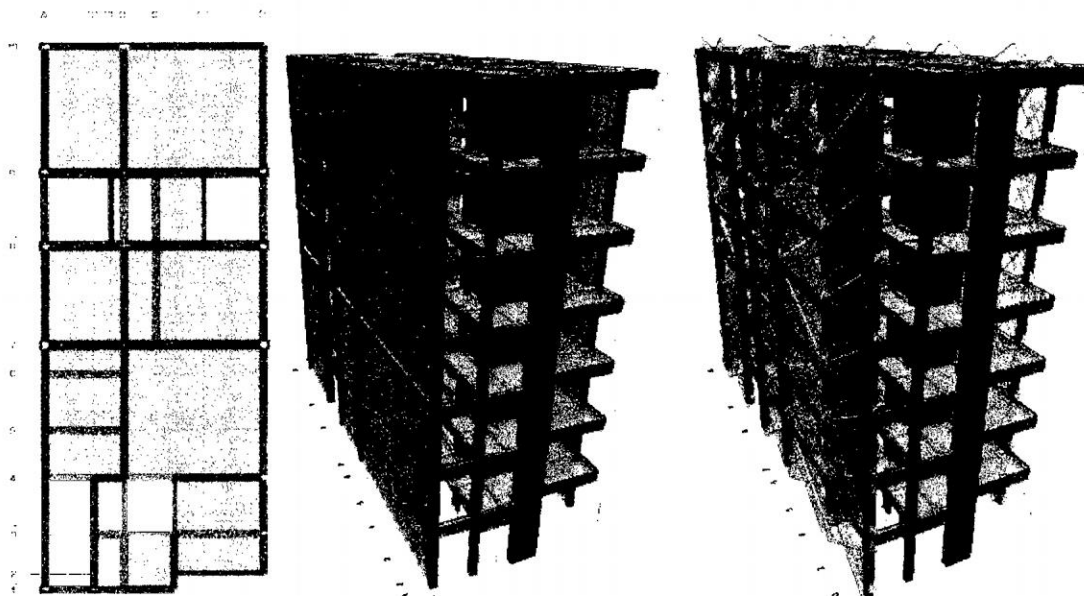


Figura 4.5: Estructuración del edificio-02 con elementos Shell y elementos barra

Al realizar el análisis estructural del edificio con muros de albañilería, donde los muros no son aislados de los pórticos, los muros de albañilería en el modelamiento matemático se

pueden considerar de dos maneras como elementos planos (elementos Shell) o como puntal diagonal en cada paño.

En una consulta en su blog de albañilería al Ing. Ángel San Bartolomé, respondió de la siguiente manera, "que los muros que están conectados o confinados por los pórticos de concreto armado se podría modelar como elementos Shell a los muros". Entonces modelaremos 2 tipos de edificios donde en el primer modelo serán los muros con elementos finitos Tipo Shell y el siguiente modelo será con elementos puntal (Diagonal equivalente)

4.3.2 Control De Deriva Inelástica Y Regularidad Torsional

La norma E.070-33.1 en el cual indica que la distorsión angular máxima de cada entrepiso, considerando la contribución de los tabiques en la rigidez, deberá ser menor que 0.005. Para atenuar los problemas de iteración Tabique-Pórtico.

El Ing. san Bartolomé [Ref. 4.1] indica para edificaciones mixtas (Híbridas) donde ocurre que las columnas de los pórticos son también utilizadas como elementos de confinamiento. En este caso se controlara la deriva máxima de 0.005, en ambas direcciones, debido a que el pórtico es flexible y la albañilería no puede seguir la deformada y termina agrietándose por flexión transversal.

Entonces a este tipo de edificios se le tendrá que esforzar un poco más ante una acción sísmica que a un edificio Aporticado, por tal razón utilizaremos el espectro de pseudo aceleraciones que corresponde a un sistema estructural de albañilería.

Piso	MURO SHELL		Piso	MURO PUNTAL	
	0.75RDx	0.75RDy		0.75RDx	0.75RDy
7	0.0046	0.0021	7	0.0043	0.0026
6	0.0048	0.0024	6	0.0046	0.0029
5	0.0048	0.0025	5	0.0045	0.0031
4	0.0047	0.0024	4	0.0047	0.0032
3	0.0043	0.0020	3	0.0046	0.0026
2	0.0033	0.0017	2	0.0046	0.0023
1	0.0020	0.0012	1	0.0035	0.0017

Tabla 4.12: Deriva máxima inelástica del edificio

La siguiente grafica muestra el control de deriva máxima según la norma E.030

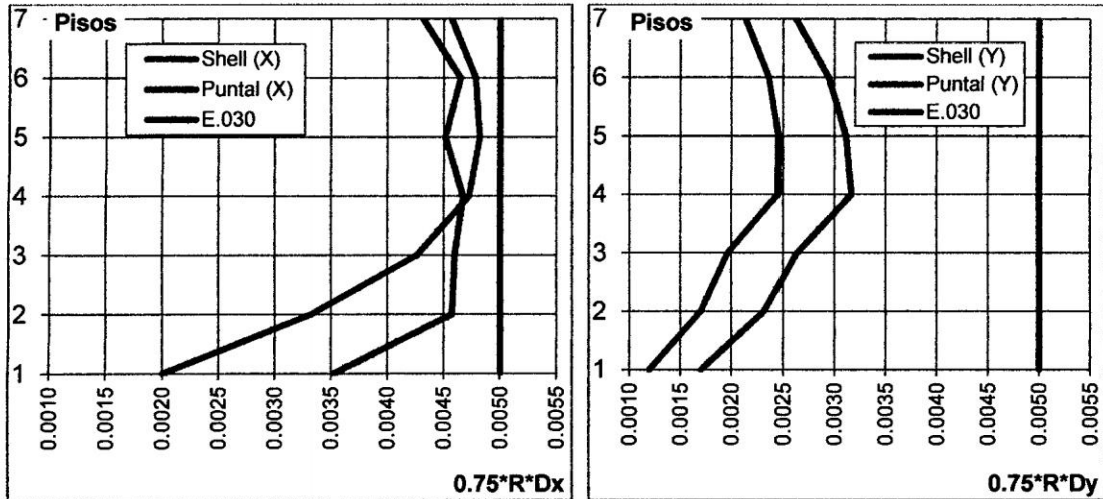


Gráfico 4.8: Deriva máxima de entrepiso del edificio con muros tipo Shell y puntal diagonal

De tabla y de la grafica se observa que la mayor deriva se presenta cuando los tabiques de albañilería se modelan como elementos puntal diagonal.

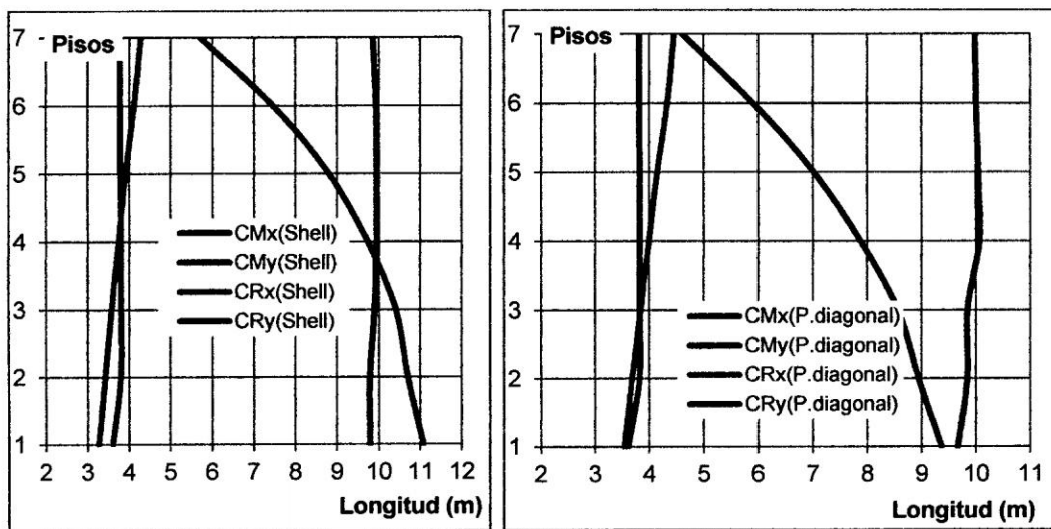


Gráfico 4.9: Variación del CM y del CR por entrepiso-Muro (Shell) y Muro (P. Diagonal)

En las siguientes tablas se puede observar también la irregularidad torsional en las dos direcciones principales.

La siguiente tabla muestra el control de irregularidad estructural en planta

Piso	Muros-con elemento Shell				Muros-con elemento Puntal Diagonal			
	X-X		Y-Y		X-X		Y-Y	
	Irregular $\Delta_{prom}/\Delta_{perm}$ ≥ 0.50	Irregular $\Delta_{max}/\Delta_{prom}$ ≥ 1.30	Irregular $\Delta_{prom}/\Delta_{perm}$ ≥ 0.50	Irregular $\Delta_{max}/\Delta_{prom}$ ≥ 1.30	Irregular $\Delta_{prom}/\Delta_{perm}$ ≥ 0.50	Irregular $\Delta_{max}/\Delta_{prom}$ ≥ 1.30	Irregular $\Delta_{prom}/\Delta_{perm}$ ≥ 0.50	Irregular $\Delta_{max}/\Delta_{prom}$ ≥ 1.30
1	0.16	1.14	0.10	1.01	0.19	1.30	0.15	1.02
2	0.26	1.12	0.14	1.05	0.32	1.28	0.20	1.00
3	0.31	1.21	0.16	1.07	0.41	1.16	0.22	1.03
4	0.34	1.25	0.20	1.07	0.40	1.03	0.27	1.02
5	0.33	1.27	0.19	1.08	0.39	1.03	0.26	1.04
6	0.34	1.20	0.17	1.10	0.39	1.02	0.23	1.04
7	0.30	1.27	0.15	1.13	0.34	1.11	0.20	1.07

Tabla 4.13: Irregularidad estructural en planta

En el modelo de los muros con puntal diagonal se aproxima al valor máximo de irregularidad torsional en el primer piso y en el modelo de muros con elementos Shell el edificio que es el más próximo a la realidad en todo los niveles es torsionalmente regular con ligera aproximación al valor máximo, por lo tanto se calificara al edificio torsionalmente como regular.

4.3.3 Índice De Estabilidad De Acuerdo A La Norma E.030

Con el fin de determinar la importancia de los efectos de segundo orden denominado efecto P-Delta en la estructura se calcula el índice de estabilidad de acuerdo a la norma E.030, como se observa en la siguiente tabla.

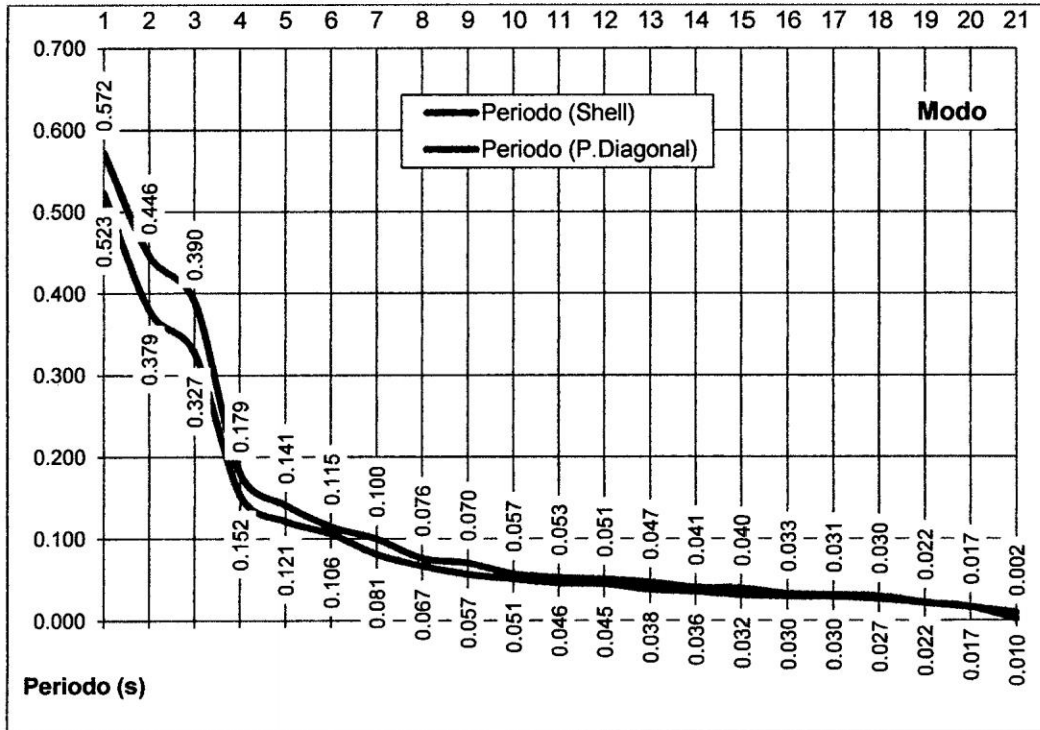
Piso	Muros-con elemento Shell		Muros-con elemento Puntal Diagonal	
	Qix	Qiy	Qix	Qiy
1	0.0072	0.0048	0.0099	0.0066
2	0.0107	0.0056	0.0140	0.0086
3	0.0114	0.0056	0.0141	0.0082
4	0.0110	0.0064	0.0134	0.0091
5	0.0099	0.0054	0.0115	0.0078
6	0.0091	0.0045	0.0108	0.0062
7	0.0073	0.0034	0.0083	0.0048

Tabla 4.14: Índice de Estabilidad

Se observa que el índice de estabilidad es menor que 0.1 ($Q_i < 0.1$) por lo tanto no se tomaran en cuenta los efectos de segundo orden, en este edificio en análisis.

4.3.4 Modos De Vibración Y Periodo Fundamental

En la siguiente tabla se puede observar los modos de Vibración.



Gráfica 4.10: Modos de vibración y periodos

En la grafica se observa que los periodos fundamentales de la estructura es menor al periodo del suelo por lo tanto se concluye que el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo $C = 2.5$.

4.3.5 Fuerza Cortante De Análisis Estático

Por medio de este método de análisis se representan las sollicitaciones sísmicas que actúan sobre cada nivel de la edificación, estas fuerzas las hallamos por medio de la siguiente relación basada en los datos obtenidos anteriormente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \rightarrow V = \frac{0.3 * 1.0 * 2.5 * 1.2}{3} * P \rightarrow V = 0.30P$$

En el análisis estático se ingresa en el programa Etabs el factor de 0.30 para luego obtener las fuerzas cortantes y otros datos ya vistos del análisis dinámico, y así tenemos la siguiente tabla.

Dirección	Muros-con elemento Shell			Muros-con elemento Puntal Diagonal		
	Factor	Peso	Cortante Estático	Factor	Peso	Cortante Estático
X-X	0.3	1198.8	359.65	0.3	1155	346.359
Y-Y	0.3	1198.8	359.65	0.3	1155	346.359

Tabla 4.15: Fuerza Cortante Estático (Tn)

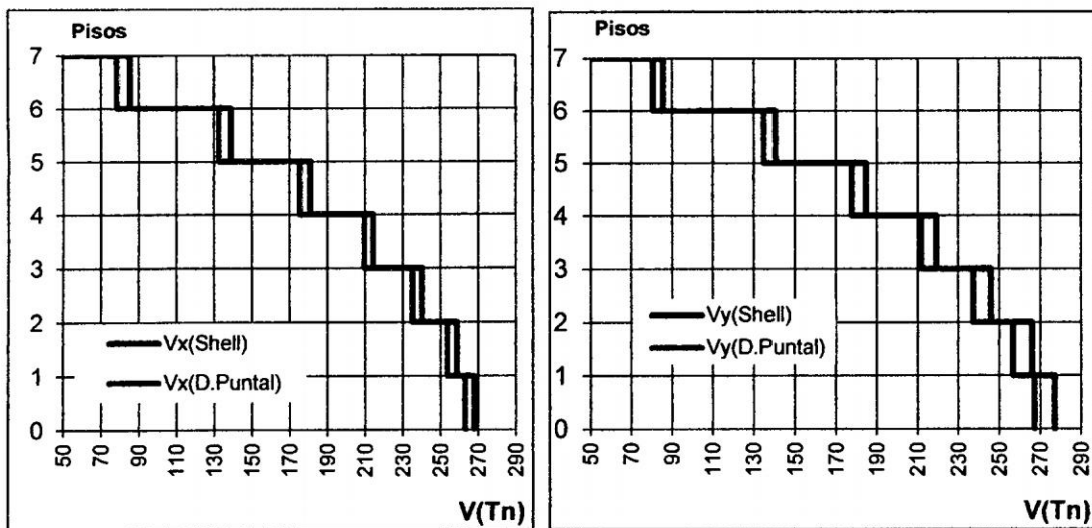
4.3.6 Fuerza Cortante De Análisis Dinámico

El siguiente cuadro muestra las cortantes dinámicas de cada piso del edificio.

Piso	Muros-con elemento Shell		Muros-con elemento Puntal Diagonal	
	VX	VY	VX	VY
7	85.1	85.6	78.3	80.5
6	139.0	140.7	132.6	134.8
5	180.9	184.7	175.4	177.7
4	214.1	219.3	209.7	211.8
3	240.2	245.9	235.2	237.1
2	258.6	266.0	253.8	256.6
1	267.8	277.1	262.9	267.1

Tabla 4.16: Fuerza Cortante Dinámico

Las siguientes graficas muestran la comparación de fuerzas cortantes por pisos de los dos modelos en estudio



Grafica 4.11: Fuerza Cortante dinámico

4.3.7 Factor De Escala

La norma E.030 nos indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% de la cortante obtenida por el método estático para estructuras regulares.

Muros-con elemento Shell				Muros-con elemento Puntal Diagonal			
V(min)=80%Vest.		Factor		V(min)=80%Vest.		Factor	
Vx Mmin.	Vy min.	Fac.x	Fac.y	Vx Mmin.	Vy min.	Fac.x	Fac.y
287.72	287.72	1.07	1.04	277.09	277.09	1.05	1.04

Tabla 4.17: Fuerza Cortante Mínima en la Base del edificio y Factor de escala

CAPITULO V

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1 INTRODUCCION AL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Una vez verificada el cumplimiento de la deriva máximas en los edificios, el siguiente paso es diseñar cada elemento estructural, lo primero será diseñar el edificio de albañilería confinada con unidades de fabricación artesanal, este edificio se diseñara para una sollicitación sísmica moderada tal como indica su normativa correspondiente, se tomara como ejemplo un solo elemento de cada tipo de elemento estructural para luego diseñar paso a paso manualmente, en caso del edificio de albañilería confinada se diseñara siguiendo las indicaciones de la norma E.070. Para los muros de corte se diseñaran siguiendo las indicaciones de la norma E.060 y la norma internacional ACI 318 08, para los muros de corte luego de diseñar manualmente paso a paso uno de los muros se verificara con la hoja de diseño que arroja el programa Etabs, se sabe que el programa Etabs diseña con las normas internacionales ACI 318 y la IBC 2003, y la norma E.060 que prácticamente utiliza todas las indicaciones de la norma ACI 318, finalmente la cimentación en caso del edificio de albañilería confinada se realizara con el programa SAFE 12, que es un programa explosivo para el diseño de cimentaciones, para el cual se requerirá calcular el coeficiente de balasto para esto utilizaremos el FEMA 356.

En caso del edificio-02 aporticada y con muros de albañilería, se diseñara los muros de albañilería con la norma E.070-10, con el segundo modelo (puntal Diagonal equivalente de albañilería). Y los elementos de concreto armado siguiendo con las normas ya mencionadas para el caso de muros.

5.2 DISEÑO DE EDIFICOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

Se realizara nueve pasos básicos de diseño de los muros de albañilería confinada los cuales siguen las indicaciones de la norma E.070 de albañilería capítulo 8 y 9. También se toma en cuenta las indicaciones del Ing. Ángel san Bartolomé en su blog de la PUCP y sus publicaciones de investigación.

En el capítulo IV se trabajo con el sismo severo en este capítulo para el diseño de los elementos estructurales de la albañilería se trabajara con el sismo moderado E.070-22.a, entonces como ejemplo definimos en el programa Etabs para el edificio de 5 pisos y para el resto de los edificios en estudio será similar la forma de definir el caso de espectro de diseño para sismo moderado, en la siguiente figura se observa cómo se define el sismo moderado con su respectivo factor de escalara para alcanzar al 80% de la cortante estática, E.030, el cual se vio en el capítulo IV.

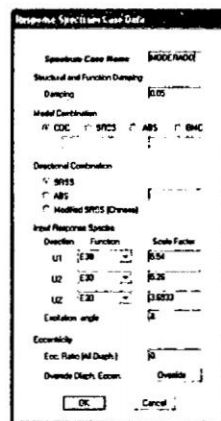


Figura 5.1: Caso de Carga Para diseño por sismo moderado en Etabs

Para integrar los esfuerzos en cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes, se asignan etiquetas de pier a los muros de albañilería y muros de concreto armado, cuyos

nombres de muros y piers serán las mismas que se utilizaron para el cálculo de densidad mínima de muros capítulo II.

La siguiente figura muestra los piers a asignar a los muros.

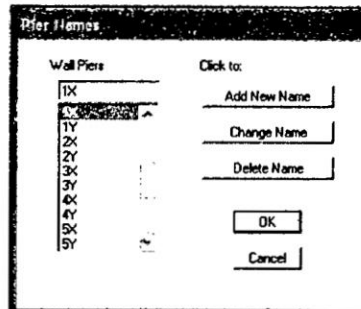


Figura 5.2: Fuerzas internas en un muro de albañilería

5.2.1 Combinación De Cargas Para Diseño De Muros De Albañilería

Se definen las siguientes cargas según las demandas de diseño según la norma E.070:

- **Por cargas de gravedad**

Carga de gravedad máxima de servicio P_m : con sobrecarga al 100%

$$P_m = DEAD + CM + LIVE + LIVEUP$$

Carga gravitacional de servicio P_g : con sobrecarga reducida al 25%

$$P_g = DEAD + CM + 0.25 * LIVE + 0.25 * LIVEUP$$

- **Por sismo moderado**

$$V_E, M_E = Moderado$$

En la siguiente figura se observa la combinación de cargas definidas en el Etabs.

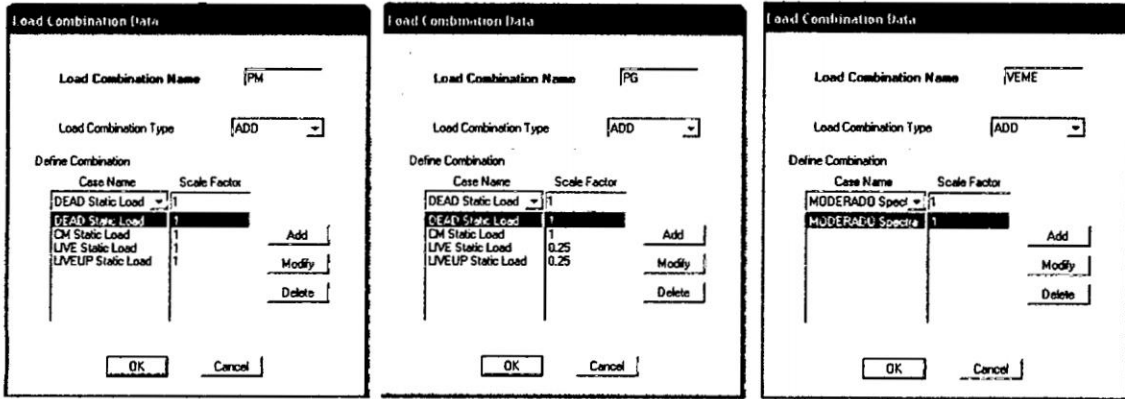


Figura 5.3: Combinación de cargas para diseño de muro de albañilería

5.2.2 Diseño De Muros De Albañilería Y Elementos Confinantes

Como ejemplo de diseño se diseñara paso a paso el muro 8X del edificio de albañilería confinada (Alb.Conf.-01) de 5 pisos por el método de esfuerzos permisibles.

5.2.2.1 Datos Para El Diseño Del Muro

• Geometría:

- Longitud : $l_i = 8.0 \text{ m}$
- Altura Libre : $h_i = 2.50 \text{ m}$
- Espesor Efectivo : $t_i = 0.215 \text{ m}$
- Modulo de sección : $S_i = \frac{0.215 \cdot 8^2}{6} = 2.29$
- Momento de Inercia : $I_i = \frac{2.29 \cdot 8.0}{2} = 9.16 \text{ m}^2$

• Cargas Actuantes:

- Carga de gravedad máxima de servicio : $P_{mi} = 62.27 \text{ Tn}$
- Carga de Gravedad de servicio con sobrecarga reducida : $P_{gi} = 56.74 \text{ Tn}$
- Fuerza cortante producida por sismo Moderado : $V_{ei} = 15.17 \text{ Tn}$
- Momento Flector Producido por sismo Moderado : $M_{ei} = 35.96 \text{ Tn} - m$

• Resistencias:

- Resistencia de la Albañilería a la compresión : $f'_m = 340 \text{ Tn/m}^2$
- Resistencia característica a corte de la Albañilería : $v'_m = 58.30 \text{ Tn/m}^2$

Resistencia a la compresión del concreto	: $f_c' = 175 \text{ Kg/cm}^2$
Acero	: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

5.2.2.2 Diseño Por Compresión Axial

- Esfuerzo actuante (f_a):

$$\sigma_{mi} = \frac{62.27}{8.0 * 0.215} = 36.20 \text{ Tn/m}^2$$

- Esfuerzo Admisible (F_a):

$$F_{ai} = 0.2 * 340 \left[1 - \left(\frac{2.50}{35 * 0.215} \right)^2 \right] = 60.49 \text{ Tn/m}^2$$

- Comparando esfuerzos

$$\boxed{36.20 \leq 51.0 \leq 60.49 \dots \dots \text{ok}}$$

5.2.2.3 Diseño Por Corte Ante Sismo Moderado

- Factor de reducción de Resistencia al Corte por efecto de esbeltez (α):

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{15.17 * 8.0}{35.96} = 3.37 \leq 1 \rightarrow \alpha = 1.0$$

- Resistencia al corte de agrietamiento Diagonal (V_m):

$$V_{mi} = 0.5 * 58.30 * 1.0 * 0.215 * 8.0 + 0.23 * 56.74 = 63.19 \text{ Tn}$$

- Control de Fisuración

$$0.55V_{mi} = 34.75 \text{ Tn}$$

$$\boxed{15.17 \leq 34.75 \dots \dots \text{ok Fuerza cortante Admisible}}$$

5.2.2.4 Diseño Por Corte Ante Sismo Severo

- Fuerza Cortante para sismo severo (V_{ui})

$$2 \leq \text{factor} = \frac{63.19}{15.17} = 4.17 \leq 3 \rightarrow \text{factor} = 3.0$$

$$V_{ui} = 15.17 * 3.0 = 45.51 \text{ Tn}$$

- Momento Flector para sismo severo (M_{ui})

$$M_{ui} = 35.96 * 3.0 = 107.88 \text{ Tn} - m, \quad 0.05f_m' = 17.0 \text{ Tn/m}^2$$

$$\boxed{45.51 \leq 63.19 \text{ y } 36.20 \leq 17.0}$$

∴ El diseño sera de muro **Agrietado**

- Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros:

Se reforzara Horizontalmente cuando $\begin{cases} 45.51 \geq 63.19 \\ 36.20 \geq 17.0 \end{cases}$

- Espaciamiento del Refuerzo Horizontal:

Se usara acero de $\emptyset 1''/4$ de refuerzo Horizontal $\rightarrow A_s = 0.32 \text{ cm}^2$

$$S_{\text{Hilera-i}} = \frac{0.32}{0.001 * 21.5} = 14.88 \text{ cm}$$

\therefore se colocara una varilla de acero de $\emptyset 1''/4$ cada hilera

5.2.2.5 Diseño De Las Columnas Extremas De Confinamiento

El muro se diseña en condición agrietada entonces en la columna actúan esfuerzos cortante, tracción y compresión.

- En Muros En Condición De Diseño Agrietado

Numero de Columnas de confinamiento (2) en caso de un solo paño: $N_{ci} = 3$

$$M_i = 107.88 - \frac{63.19 * 2.50}{2} = 28.90 \text{ Tn} - m$$

$$L_{mi} = \text{Max.} (0.5l_i = 4.0, \text{Long. Paño Mayor} = 5.1) \rightarrow L_{mi} = 5.10m$$

$$F_i = \frac{28.90}{8.0} = 3.61 \text{ Tn}$$

$$P_{ci} = \frac{56.74}{3} = 18.91 \text{ Tn}$$

➤ *Fuerzas Internas*

<i>FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA EXTREMA DE CONFINAMIENTO</i>			
<i>Columna</i>	<i>Fuerza Cortante</i> V_{ci}	<i>Fuerza de Tracción</i> T_i	<i>Fuerza de Compresión</i> C_i
<i>Extrema</i>	15.11 Tn	0	22.52 Tn

➤ *Determinación De Refuerzo Vertical*

Por Corte Fricción:

$$A_{sfi} = \frac{15.11 * 1000}{4200 * 1.0 * 0.85} = 4.23cm^2$$

Por Tracción:

$$A_{sti} = \frac{T_i}{f_y \phi} = 0$$

$$A_{smin.} = \frac{0.1 * 175 * 537.50}{4200} = 2.24cm^2$$

∴ **usar 6Ø3"/8**

➤ *Determinación De La Sección De Concreto*

$$A_{cfi} = \frac{15.11 * 1000}{0.2 * 175 * 0.85} = 507.76cm^2$$

Diseño por compresión:

$$A_{ni} = 4.26 + \frac{\frac{22.52 * 1000}{0.70} - 4.26 * 4200}{0.85 * 1 * 175} = 100.31cm^2$$

$$A_{ci} = \max. \left\{ \begin{matrix} 100.31cm^2 \\ 507.76cm^2 \end{matrix} \right. , \quad \text{minimo: } 15t = 322.5 cm^2$$

$$A_{ci} = 507.76 cm^2$$

∴ **la seccion de las columnas extremas seran de (21.5X25.0 cm)**

➤ *Determinación De Estribos*

Peralte de columna

: $d = 21.0cm$

Espesor del núcleo confinado : $t_n = 0.175cm$

Suma de área de las paralelas del estribo : $A_v = 0.64cm^2$

$$S_i = \min. \left\{ \begin{array}{l} S_{1i} = \frac{0.64 * 4200}{0.3 * 0.175 * 175 \left(\frac{537.50}{367.50} - 1 \right)} = 6.33cm \\ S_{2i} = \frac{0.64 * 4200}{0.12 * 0.175 * 4200} = 7.31cm \\ S_{3i} = \frac{21}{4} = 5.25 \geq 5cm \\ S_{4i} = 10cm \end{array} \right.$$

Confinamiento mínimo con estribos será:

∴ usar estribos de: []Ø 1"/4 : 1@5, 4@10, Rsto@25cm

5.2.2.6 Diseño De Las Columnas Internas De Confinamiento

➤ *Fuerzas Internas*

<i>FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA INTERNAS DE CONFINAMIENTO</i>			
<i>Columna</i>	<i>Fuerza Cortante</i> V_{ci}	<i>Fuerza de Tracción</i> T_i	<i>Fuerza de Compresión</i> C_i
<i>Extrema</i>	10.071 Tn	0.833 Tn	9.04 Tn

Siguiendo los mismos pasos para el diseño de la columna externa de confinamiento se tiene el siguiente diseño para la columna interior.

la seccion de la columnas Interna seran de (21.5X20.0 cm)

Refuerzo vertical a usar 6Ø 3"/8

y usar estribos de: []Ø 1"/4 : 1@5, 4@10, Rsto@25cm

5.2.2.7 Diseño De Las Vigas Soleras De Confinamiento

- *En Muros En Condición De Diseño Agrietado*

La solera se diseña para soportar Tracción pura:

➤ *FUERZAS INTERNAS*

$$T_{si} = \frac{63.188 * 5.10}{2 * 8.0} = 20.141Tn$$

5.2.2.8 Diseño Para Cargas Ortogonales Al Plano Del Muro

Se verifica si es necesario diseñar el muro ante cargas sísmicas perpendiculares al plano de la albañilería de la siguiente manera

$$1^{\circ} \text{ condición: } t \geq h_i/20 \rightarrow 0.215 \geq \frac{2.50}{20} = 0.125 \dots \text{ok}$$

$$2^{\circ} \text{ condición: } \sigma_{mi} \leq F_{ai} \leq 0.15f'_m \rightarrow 36.20Tn \leq 60.41Tn \leq 51.00Tn \dots \text{No Cumple}$$

Como la segunda condición no cumple se verificara el diseño por flexo compresión.

- Momento máximo de flexión del muro (M_{t1}):

$$M_{t1} = \frac{25.78 * 13.5 + 22.03 * 10.8 + 14.70 * 8.1 + 10.18 * 5.4 + 5.29 * 2.7}{77.98} * 15.20$$

$$M_{t1} = 150.63 Tn - m$$

- Esfuerzo resultante del momento (f_m):

$$f_{m1} = \frac{150.63}{2.293} = 65.69 \frac{Tn}{m^2}$$

- Esfuerzo admisible para compresión (F_m):

$$F_{m1} = 0.40f'_m = 136 \frac{Tn}{m^2}$$

- Esfuerzo resultante de la carga axial son sobrecarga reducida (f_a):

$$f_{a1} = \frac{56.74}{0.215 * 8.0} = 33.0 \frac{Tn}{m^2}$$

- Verificación por Flexo compresión:

$$\boxed{\frac{33.0}{60.5} + \frac{65.69}{136.0} = 1.03 \leq 1.33 \dots \text{ok}}$$

Si no cumplen con la condición menor a 1.33 se volvería a verificar con la contribución de las columnas de confinamiento de acuerdo a la relación de módulos

5.2.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUPER-ESTRUCTURA

5.2.3.1 Combinación de Cargas para diseño de elementos de concreto armado.

Se definen las siguientes cargas según las demandas de diseño según la norma E.060-9.2:

$$COMB1 = 1.4(DEAD + CM) + 1.7(LIVE + LIVEUP)$$

$$COMB2 = 1.25(DEAD + CM) + 1.25(LIVE + LIVEUP) + MODERADO$$

$$COMB3 = 0.9(DEAD + CM) + MODERADO$$

Por lo tanto estas cargas definimos en el programa de análisis Etabs. Como muestra la siguiente figura:

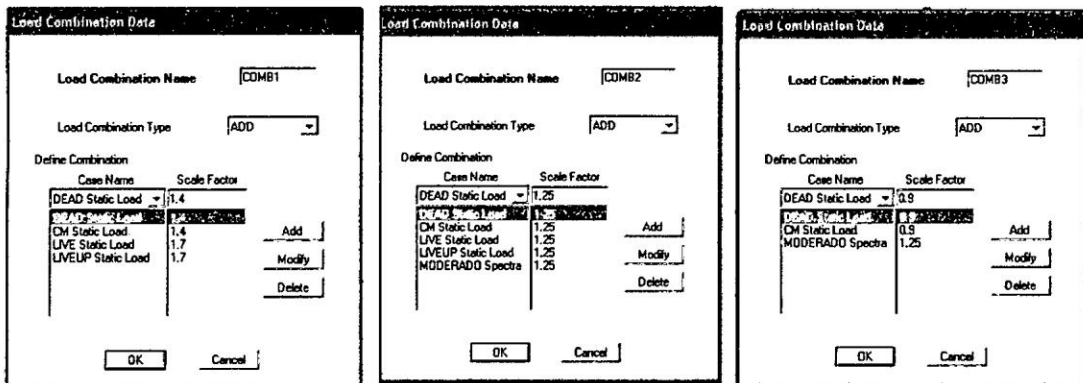


Figura 5.5 Combinación de cargas para diseño de Elementos de Concreto Armado

5.2.3.2 Categoría De Diseño Sísmico (CDS)

Tomando en cuenta la ubicación del edificio en diseño, el cual se ubica en la zona 2 con una aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia en 50 años de $0.30g$, entonces se puede concluir que los elementos a diseñar caen dentro de la categoría de *diseño especial*, para el cual se considerara las disposiciones de diseño de la norma E.060, ACI 318.08-Cat. 1 a Cap. 19 y las modificaciones que se harán con los ítems del capítulo 21 del ACI 318.08, de acuerdo a la tabla ya indicada en el capítulo de teorías.

5.2.3.3 Diseño De Los Muros Estructurales

5.2.3.3.1 Datos Para El Diseño Del Muro

Como ejemplo de diseño se tomara el muro 1X del eje 1-1.

- **Geometría**

Longitud : $L_m = 205cm$

Altura Libre : $H_m = 270cm$

Espesor Efectivo : $t_m = 13cm$

Momento de inercia : $I_g = \frac{13 \cdot 205^3}{12} = 9333052.1 cm^4$

- **Cargas actuantes**

Carga Axial : $P_u = 81.180Tn$

Fuerza cortante : $V_u = 10.193 Tn$

Momento Flector : $M_u = 5035.505 Tn - cm$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 175 Kg/cm^2$

Acero : $f_y = 4200 Kg/cm^2$

5.2.3.3.2 Diseño Por Compresión

Se usara el método empírico para determinar la resistencia del muro a la compresión, con la siguiente formula.

$$\phi P_{nw} = 0.55 * 0.75 * 175 * 13 * 205 * \left[1 - \left(\frac{1 * 250}{32 * 13} \right)^2 \right] \geq 81.18Tn$$

$$\phi P_{nw} = 107Tn \geq 84.15Tn \dots Ok$$

Por lo tanto el muro se puede diseñar con el método empírico

5.2.3.3.3 Diseño Por Flexo compresión

Verificando si el muro es esbelto $\frac{1350}{205} = 6.59 \geq 1$ se verifica que el muro es esbelto.

Entonces se aplicara los lineamientos generales establecidos para flexocompresion, entonces estimamos la cantidad de refuerzo vertical en el muro.

$$A_s = \frac{5050185.3}{0.75 * 4200 * 0.8 * 205} = 9.78 \text{ cm}^2$$

Escogemos colocar varillas corrugadas en doble capa de $\varnothing 3''/8$, $A_{su} = 1.42 \text{ cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{9.78}{1.42} = 6.89 \rightarrow 8\varnothing 3''/8 \text{ en cada extremo}$$

Espaciados a:

$$s = \frac{203 - 2 * 3.5}{8 - 1} = 28.0 \text{ cm} \rightarrow s = 30 \text{ cm}$$

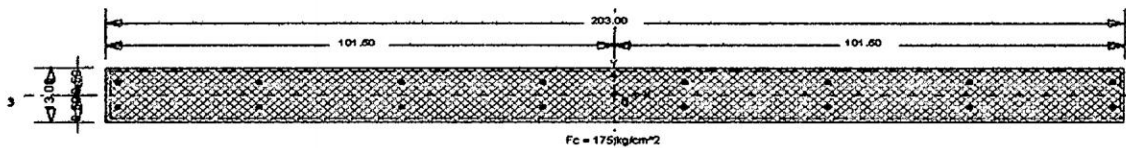
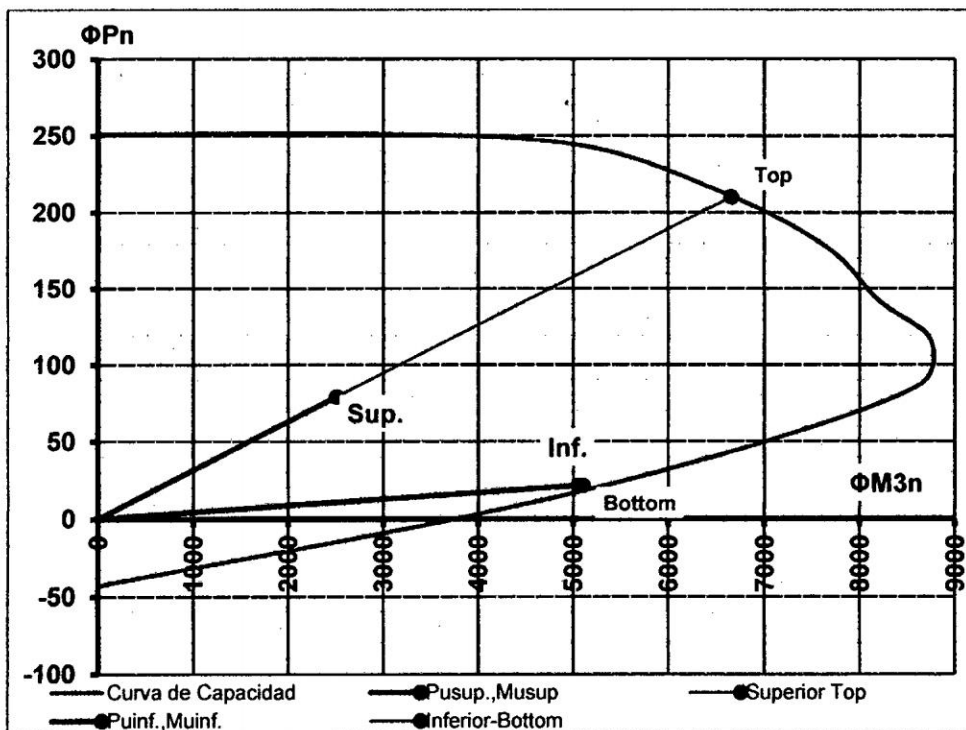


Figura 5.6: Sección del muro 1X con refuerzo tentativo

Con el refuerzo calculado se elabora el diagrama de interacciones, el cual se obtendrá del programa Etabs. En la siguiente grafica de interacción se observa lo siguiente.



Grafica 5.1: Diagrama de proporción de capacidad para el muro 1X

✓ Para la parte superior del muro en el primer piso $OL=2506 < OC=6653$ ($2506/6653=0.377 < 1$) el punto (P_u, M_{3u}) está dentro de la curva de interacción y la capacidad del muro es adecuada.

✓ Para la parte Inferior del muro en el primer piso $OL=5050 < OC=5100$ ($5050/5100=0.990 < 1$) el punto (P_u, M_{3u}) está dentro de la curva de interacción y la capacidad del muro es adecuada.

En el programa Etabs se puede observar la capacidad del muro (*D/C Ratio*) que no tiene mucha diferencia considerable con lo calculado por lo tanto se utiliza el programa Etabs para diseñar el muro a flexión.

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)									
Story ID: STORY1 Pier ID: 1X X Loc: 188.75 Y Loc: 0 Units: Ton-cm									
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0.862)									
Station	D/C	Flexural							
Location	Ratio	Combo	Pu	M2u	M3u				
Top	0.392	ENVOLVENTE	79.165	135.631	2505.083				
Bottom	0.995	ENVOLVENTE	21.367	-81.376	5050.185				
Shear Design									
Station	Rebar	Shear				Capacity	Capacity		
Location	cm ² /m	Combo	Pu	Mu	Vu	phi Vc	phi Vn		
Top Leg 1	3.250	ENVOLVENTE	19.908	2505.083	10.319	16.942	34.810		
Bot Leg 1	3.250	ENVOLVENTE	21.367	5050.185	10.319	8.658	26.525		
Boundary Element Check									
Edge	Length	Governing				Stress	Stress	C	C
Location	Length	Combo	Pu	Mu	Comp	Limit	Limit	Depth	Limit
Left Top	39.623	ENVOLVENTE	79.165	-1698.5344	0.053	0.035	0.035	58.873	45.833
Right Top	39.623	ENVOLVENTE	79.165	2505.0833	0.063	0.035	0.035	58.873	45.833
Left Bot	40.597	ENVOLVENTE	81.192	-4372.8693	0.087	0.035	0.035	59.847	45.833
Right Bot	40.597	ENVOLVENTE	81.192	5050.1853	0.095	0.035	0.035	59.847	45.833

Figura 5.7: Ventana de diseño para reforzamiento uniforme, para los 2 tipos de diseño: por flexión y corte, del muro 1X-1° piso

El ratio en la parte inferior del muro está al límite el cual se verificara al final del diseño del muro si el ratio del muro disminuye para tener mayor seguridad.

Requerimiento de Confinamiento para muros

Para calcular la profundidad del eje neutro se trabajara con la envolvente, entonces del Etabs se tiene, $c = 59.847\text{cm}$ entonces se calcula el desplazamiento en el techo que le corresponde al muro.

$$d_u = 1.406\text{cm}$$

$$\delta_u = 0.75 * R * d_u = 0.75 * 3 * 1.404 = 3.159\text{cm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_{total}} = \frac{3.159}{1350} = 0.00234 \leq 0.006 \rightarrow \frac{\delta_u}{h_m} = 0.006$$

$$c \geq \frac{205}{600 * 0.006} = 56.94cm \rightarrow 59.85 \geq 56.894 \therefore \text{Se requiere confinamiento}$$

Entonces la longitud del confinamiento será.

$$c'' = \max \left\{ \begin{array}{l} 59.847 - 0.1 * 205 = 39.347cm \\ \frac{59.847}{2} = 29.92 \end{array} \right. \therefore c'' = 45 cm$$

Calculamos el acero que se requiere en la zona de confinamiento (Acero Vertical)

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{175}}{4200} * 13 * 164 = 4.7cm^2 \rightarrow 8\phi 3''/8 \rightarrow A_s = 5.68 cm^2$$

$$\rho = \frac{5.68}{13 * 164} = 0.0026 \quad \phi M_n = 0.9 * 5.7 * 4200 * 164 \left(1 - \frac{0.5 * 0.0026 * 4200}{175} \right)$$

$\phi M_n = 3408.57Tn \geq M_u = 5050.19Tn$ Se observa que no cumple la condición, entonces se tendrá que incrementar el refuerzo vertical a:

$$14\phi 3''/8 \rightarrow A_s = 9.98 cm^2 \quad \text{Ubicados } \phi 3''/8 @ 6cm$$

$$\phi M_n = 5757.14 Tn \geq M_u = 5050.08 Tn \dots Ok$$

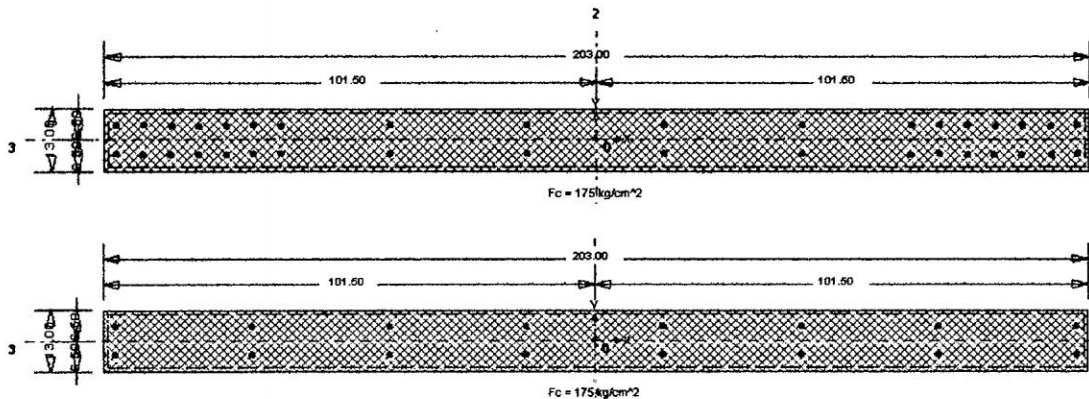


Figura 5.8: sección del muro 1X del 1° piso (Arriba) y del 2° al 5° piso (Abajo)

Calculamos el acero que se requiere en la zona de confinamiento (paralelo al espesor del muro)

$$A_{sh1} \geq \begin{cases} 0.30 * \left(\frac{13 * 50 - 9.94}{6 * 43} - 1 \right) * \frac{175}{4200} * 6 * (43 - 2 * 3.5) = 4.0 \text{ cm}^2 \\ 0.09 * \frac{175}{4200} * 6 * (43 - 2 * 3.5) = 0.81 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sh1} = 4.0 \text{ cm}^2$$

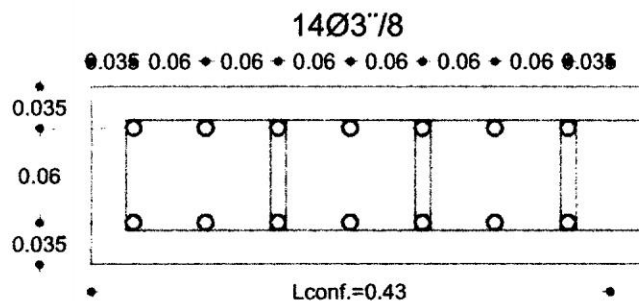
Si colocamos tres estribos en la sección entonces tendremos 6 varillas de acero transversal entonces: $7\text{Ø}3''/8 \rightarrow A_{sh1} = 5.00 \text{ cm}^2 \geq 4.0 \text{ cm}^2 \dots ok$

Acero que se requiere en la zona de confinamiento (Perpendicular al espesor del muro)

$$A_{sh2} \geq \begin{cases} 0.30 * \left(\frac{13 * 50 - 9.94}{7 * 44} - 1 \right) * \frac{175}{4200} * 6 * 6 = 0.70 \text{ cm}^2 \\ 0.09 * \frac{175}{4200} * 6 * 15 = 0.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sh2} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Entonces: $2\text{Ø}3''/8 \rightarrow A_{sh2} = 1.42 \text{ cm}^2 \geq 0.70 \text{ cm}^2 \dots ok$



5.2.3.3.4 Diseño Por Fuerza Cortante

En este paso se calcula el refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro, la norma E.060 indica que Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad \phi = 0.75$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s \leq 2.6t_m d \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \min. \left\{ \begin{array}{l} 0.53 * 13 * 164 * \sqrt{175} = 14948 \text{ Kg} = 14.95 \text{ Tn} \\ 0.85 * 13 * 164 * \sqrt{175} - \frac{81192 * 164}{4 * 205} = 40803 \text{ Kg} = 19.70 \text{ Tn} \\ \left[0.15\sqrt{175} + \frac{205 * \left(0.3\sqrt{175} - 0.2 \frac{21367}{205 * 13} \right)}{\frac{2505.083}{10.31} - \frac{205}{2}} \right] * 13 * 164 = 11.60 \text{ Tn} \\ 0 \leftrightarrow \frac{81192}{13 * 205} < 0.1 * 175 \rightarrow 30.47 < 17.5 \end{array} \right.$$

Entonces se calcula la resistencia al corte más desfavorable del concreto

$$V_c = 11.60 \text{ Tn} \rightarrow \phi V_c = 9.86 \text{ Tn}$$

Se observa que solo el concreto no resiste a la fuerza cortante de diseño como se observa:

$$V_u = 10.32 \text{ Tn} > \phi V_c = 9.86 \text{ Tn}$$

Refuerzo Horizontal para corte del muro

$$\frac{A_{hv}}{s} = \left(\frac{\frac{10320}{0.85} - 11600}{164 * 4200} \right) * 100 * 13 = 0.001 \text{ cm}^2/m$$

Se utilizar la cuantía mínima para calcular el acero requerido por corte

$$A_s = 0.0025 * 13 * 100 = 3.25 \text{ cm}^2/m$$

Se colocara aceros corrugados de diámetro de 3"/8 entonces calculamos el espaciamiento:

$$s = \frac{2 * 0.71}{3.25} = 0.437 \text{ m} \rightarrow s = 0.30 \text{ m}$$

Refuerzo Horizontal es: $\phi 3"/8 @ 0.30 \text{ m}$

Refuerzo vertical para cortante del muro

$$\rho_h = \frac{2 * 0.71}{13 * 0.40 * 100} = 0.00273$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{250}{205} \right) (0.00273 - 0.0025) = 0.00265 \geq 0.0025$$

Se colocara aceros corrugados de diámetro de 3"/8 entonces calculamos el espaciamiento:

$$s = \frac{2 * 0.71}{0.00265 * 13 * 100} = 0.412m \rightarrow s = 0.40m$$

Refuerzo Vertical es: Ø 3"/8 @ 0.30m

Verificamos el espaciamiento máximo de los refuerzos verticales y horizontales en el alma del muro

$$s = 0.30m \leq \frac{L_m}{3} = 0.68m, 3t_m = 0.39m, 0.45 \dots ok$$

En la siguiente tabla se observa el resumen de diseño del muro 1X del primer al quinto nivel, en el cual se observa la variación de la longitud de confinamiento en los extremos del muro y la distribución de refuerzos tanto en los confinamientos y en el alma del muro, el refuerzo vertical en los confinamientos y en el alma del muro varían de acuerdo a la demanda de esfuerzos.

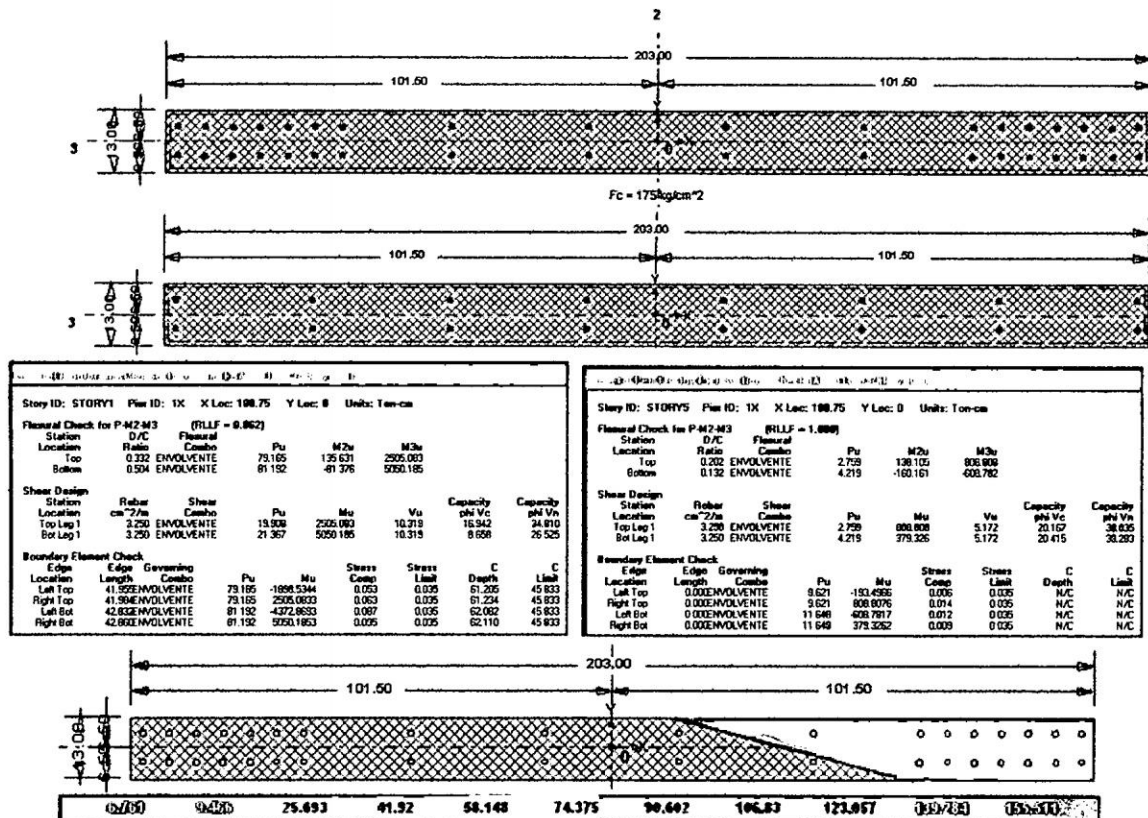
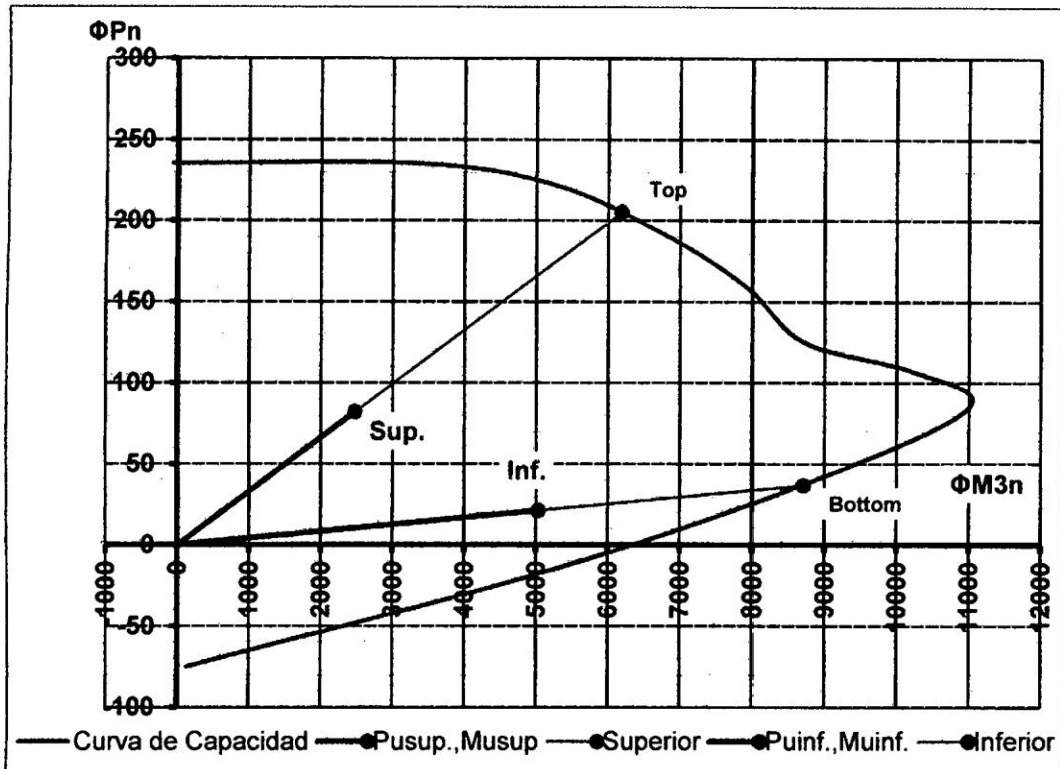


Figura 5.9: Resumen de diseño-Etabs 1° y 5° piso, Esfuerzo Ultimo-Csicol del muro 1X Y finalmente se tiene el diagrama de interacciones con los refuerzos calculados en el muro del primer piso.

El siguiente diagrama de interacción muestra la capacidad final del muro 1X del primer piso.



Grafica 5.2: Diagrama de proporción de capacidad para el muro 1X

El muro 1X es un apoyo para la viga VP-103, los refuerzos horizontales de esta viga requieren una longitud de desarrollo, para el cual se ensanchara el muro 1X en la intersección de viga y muro, el muro tendrá un ancho de 0.23m estructuralmente de 0.23m de lentitud, como muestra la siguiente figura.

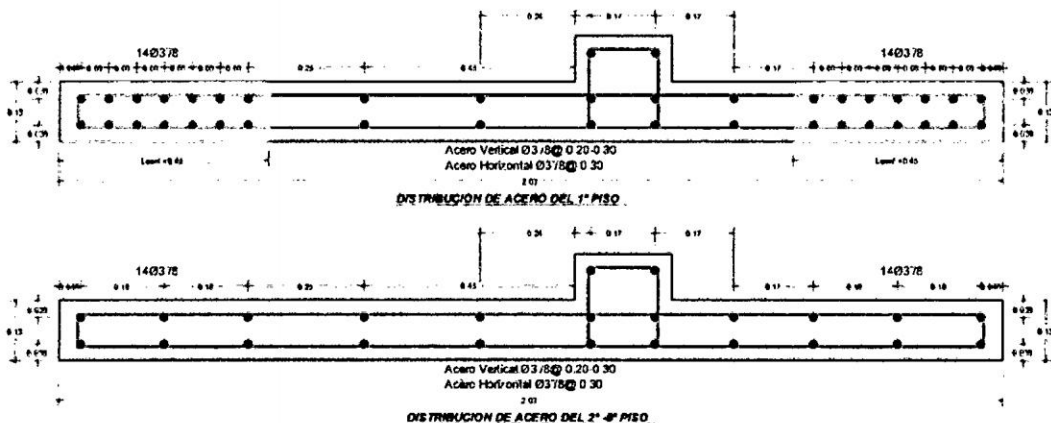


Figura 5.10: Sección final del muro de concreto armado 1X

5.2.3.4 Diseño De Las Vigas Especiales Resistentes A Momento

5.2.3.4.1 Datos para el diseño de la viga

Como ejemplo de diseño se tomara la viga V102 del eje 4-4 del cuarto nivel.

- **Geometría**

Longitud : $L_v = 350\text{cm}$

Altura Libre : $H_v = 40\text{cm}$

Espesor Efectivo : $b_v = 21\text{cm}$

- **Cargas actuantes**

En la intersección con el eje C-C.

Fuerza cortante : $V_u = 9.47\text{ Tn}$

Momento Flector : $M_{u(-)} = 799.89\text{ Tn} - \text{cm}$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f_c' = 175\text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$

5.2.3.4.2 Diseño Por Flexión

El área de acero mínimo en la zona de tensión es:

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{0.0033476 * 21 * 34}{\frac{4}{3} A_s} \right\} \rightarrow A_{smin} = \max \left\{ \frac{2.39\text{ cm}^2}{\frac{4}{3} A_s} \right\}$$

El área de acero mínimo en la zona de compresión es:

$$A'_{smin} = \left\{ \frac{0.0033476 * 21 * (34 - 6)}{\frac{4}{3} A'_s} \right\} \rightarrow A'_{smin} = \max \left\{ \frac{1.97\text{ cm}^2}{\frac{4}{3} A'_s} \right\}$$

En la siguiente grafica se observa los momentos de diseño para la viga Sismoresistente.

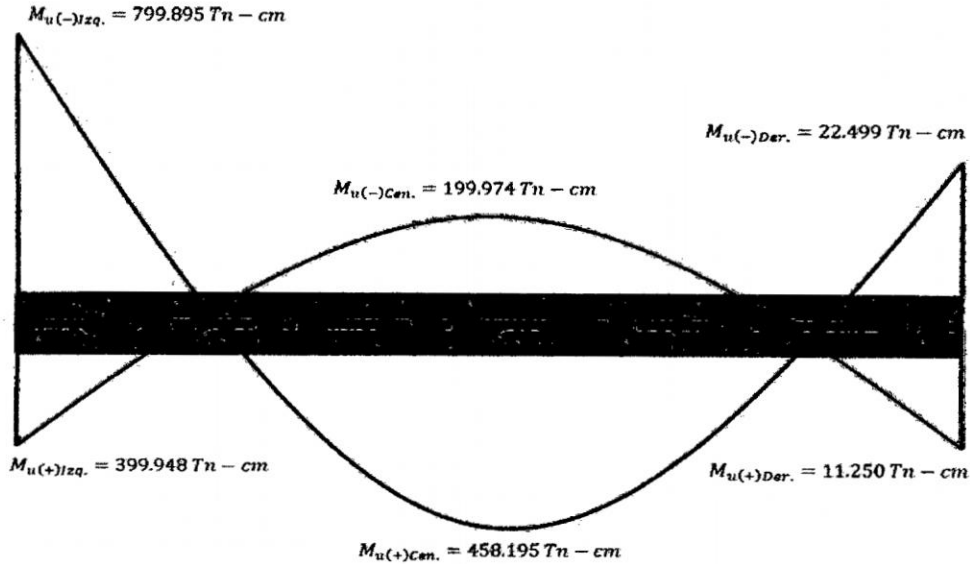


Figura 5.11: Momentos de diseño en una viga V102 del eje 4-4 según el ACI 318-05

☛ **Para Momento Negativo-Izquierdo**

Momentos

Momento negativo: $M_{u(-)} = 799.895 \text{ Tn} - \text{cm}$

- a. Verificando si la viga se diseñara como viga simplemente armada o doblemente armada

Altura de bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

$$a = 34 - \sqrt{34^2 - \frac{2|799895|}{0.85 * 175 * 0.9 * 21}} \rightarrow a = 9.77 \text{ cm}$$

Distancia máxima del eje neutro a la fibra extrema en compresión.

$$c_{max} = 0.375 * 34 \rightarrow c_{max} = 12.75 \text{ cm}$$

Altura máxima aceptable del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

$$a_{max} = 0.85 * 12.75 \rightarrow a_{max} = 10.84 \text{ cm}$$

- Si $a = 9.77 \leq a_{max} = 10.84$ solo requiere refuerzo en la zona tensionada

El área de acero se calculara se calculara con la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{799895}{0.9 * 4200 * \left(34 - \frac{9.77}{2}\right)} = 7.269 \text{ cm}^2 \geq 2.39 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 7.268 \text{ cm}^2$$

∴ se dispone entonces un refuerzo de $6\phi 1''/2$

Ahora como ejemplo calculamos el acero en la zona de tracción en el apoyo derecho, para el cual se tiene.

$$a = 9.77 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{22500}{0.9 * 4200 * \left(34 - \frac{9.77}{2}\right)} = 0.176 \text{ cm}^2, A_{smin} = \max \left\{ \frac{2.39 \text{ cm}^2}{3} = 0.235 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\rightarrow A_s = 2.39 \text{ cm}^2$$

∴ se dispone entonces un refuerzo de $2\phi 1''/2$

Ahora como ejemplo calculamos el acero en la zona de compresión en el centro, para el cual se tiene.

$$a = 2.16 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{199974}{0.9 * 4200 * \left(34 - \frac{9.77}{2}\right)} = 1.607 \text{ cm}^2, A'_{smin} = \max \left\{ \frac{1.97 \text{ cm}^2}{3} = 2.143 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\rightarrow A_s = 2.143 \text{ cm}^2$$

∴ se dispone entonces un refuerzo de $2\phi 1''/2$

Como resumen se tiene en la siguiente tabla la distribución de refuerzos longitudinal en la sección de la viga.

UBICACIÓN	ACCIONES		A_{smin}	ZONA EN TRACCION				ZONA EN COMPRECION				
	M_u^-	M_u^+		a	a_{max}	$A_s \text{ Final}$	ASIGNACION	a	$A'_s \text{ Final}$	ASIGNACION		
	(Tn-cm)	(Tn-cm)									(cm ²)	(cm)
IZQUIERDA	799.90	399.95	2.39	9.77	10.84	7.27	6.00	$\phi 1/2''$	4.48	3.33	3.00	$\phi 1/2''$
CENTRO	199.97	458.20	2.39	5.19	10.84	3.86	3.00	$\phi 1/2''$	2.16	2.14	2.00	$\phi 1/2''$
DERECHA	22.50	11.25	2.39	0.24	10.84	2.39	2.00	$\phi 1/2''$	0.12	1.97	2.00	$\phi 1/2''$

Tabla 5.1: Resumen de diseño de la viga V102 del eje 4-4 según el ACI 318-05

En la siguiente grafica se observa como resumen el diseño por flexión en la viga V102 del cuarto nivel, del programa Etabs

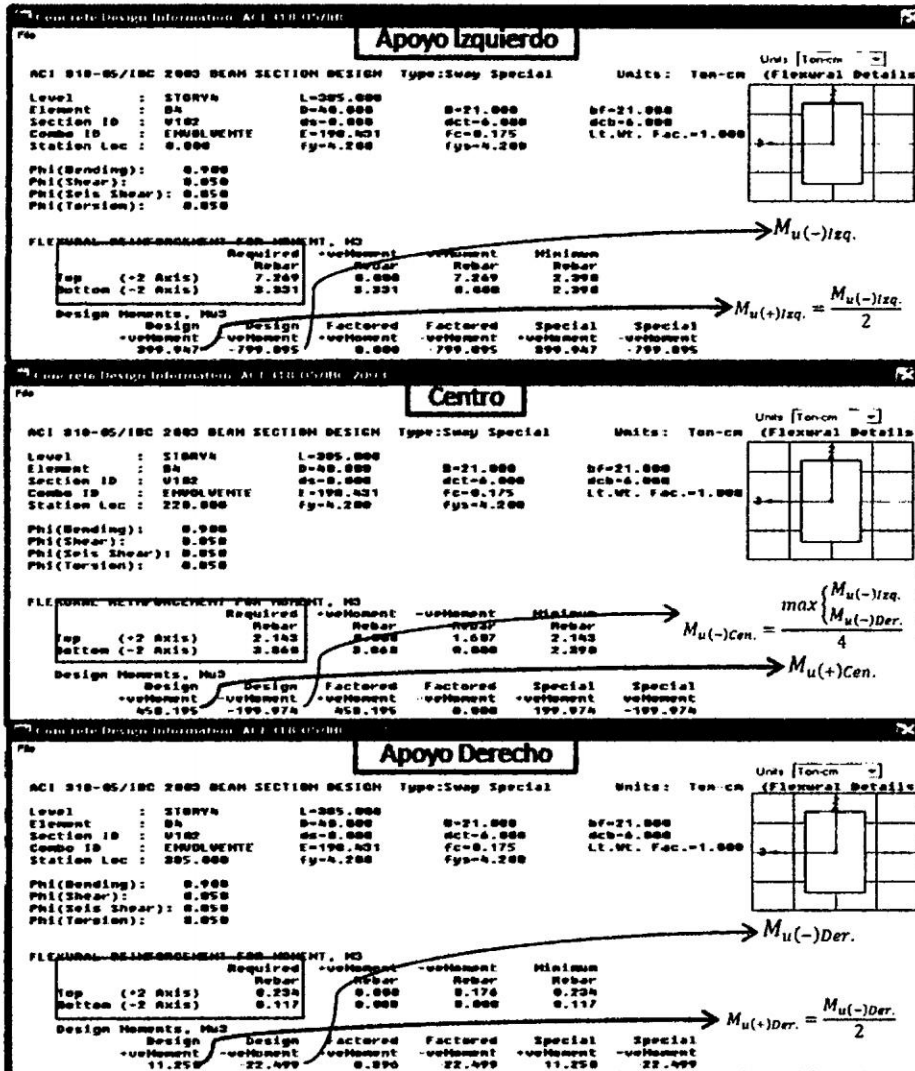


Figura 5.12: Diseño de la viga V102 en el programa Etabs

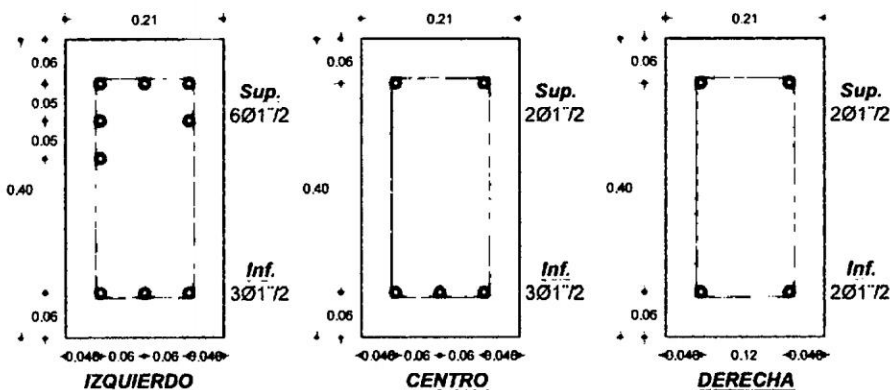


Figura 5.13: Sección típicas con refuerzo Final de la viga V102

5.2.3.4.3 Diseño Por Corte

Como el edificio califica como categoría de diseño sísmico (*CDS – Especial*) entonces el ACI 318.08-21.5.4.2 indica que el refuerzo transversal en los lugares identificados debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$.

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

Medido de la cara del apoyo: $L_{conf.} = 2H_v = 2 * 40 \rightarrow L_{conf.} = 80 \text{ cm}$

Entonces

$$V_c = 0$$

Calculando la cortante probable.

$$V_e = \max\left(\frac{1064.349 + 20.809}{385} = 2.819, \frac{545.690 + 41.569}{385} 1.525\right) \rightarrow V_e = 2.819 \text{ Tn}$$

Del ACI 318.08-11.4.7.9 la fuerza cortante se puede limitar a un máximo de la siguiente manera.

$$V_{max} = 2.2\sqrt{175} * 21 * 34 \rightarrow V_{max} = 20.78 \text{ Tn}$$

Por lo tanto el diseño por cortante de la viga, si tomáramos el valor máximo entre V_u y V_e como hace el programa Etabs y limitándose a la siguiente condición

- Si $(0.5\phi V_c = 0) \leq (V_u = 9.476) \leq (\phi V_{max} = 20.78)$

Se tiene:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(9476 - 0)}{0.85 * 4200 * 34} = 0.078 \text{ cm}$$

El cual coincide con el resultado del Etabs.

Se colocara estribos de $\phi 3''/8$ cuya área es $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ entonces el espaciamiento será.

$$\frac{1.42}{s} = 0.078 \rightarrow s = 18.08 \text{ cm}$$

Si adicionamos la cortante probable se tendría como fuerza cortante de diseño el valor de 12.286 Tn en el apoyo Izquierdo en análisis, y el resultado sería lo siguiente.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(12286 - 0)}{0.85 * 4200 * 34} = 0.101 \text{ cm}$$

$$\frac{1.42}{s} = 0.101 \rightarrow s = 13.93 \text{ cm}$$

El ACI 318.08-21.5.3.2, indica que el primer estribo estará a 5cm de la cara del apoyo y el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de.

$$s_{max} \leq \begin{cases} \frac{34}{4} = 8.5 \text{ cm} \\ 8 * 2.54 * 0.5 = 10.16 \text{ cm} \\ 24 * 2.54 * 0.25 = 15.24 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{max} \leq 8.5 \text{ cm} \quad \therefore s = 10 \text{ cm}$$

Verificando la condición inicial $V_u \leq \phi V_n$, con el espaciamiento final asignado.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{1.42 * 4200 * 34}{10} = 20.13 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 0 + 0.85 * 20.13 \rightarrow \phi V_n = 17.11 \text{ Tn}$$

$$\therefore V_u = 9.476 \leq \phi V_n = 17.11 \dots \text{ok}$$

Finalmente se le asignara la siguiente distribución de estribos.

$$\boxed{[\] \phi 3'' / 8 : 1 @ 5, 3 @ 10, 3 @ 15, Rto @ 20}$$

5.2.3.4.4 Corte De Acero Longitudinal

En la siguiente grafica se muestra el diagrama de momento flector para la viga V-102 en el cuarto nivel para el cual se realizar el corte de acero

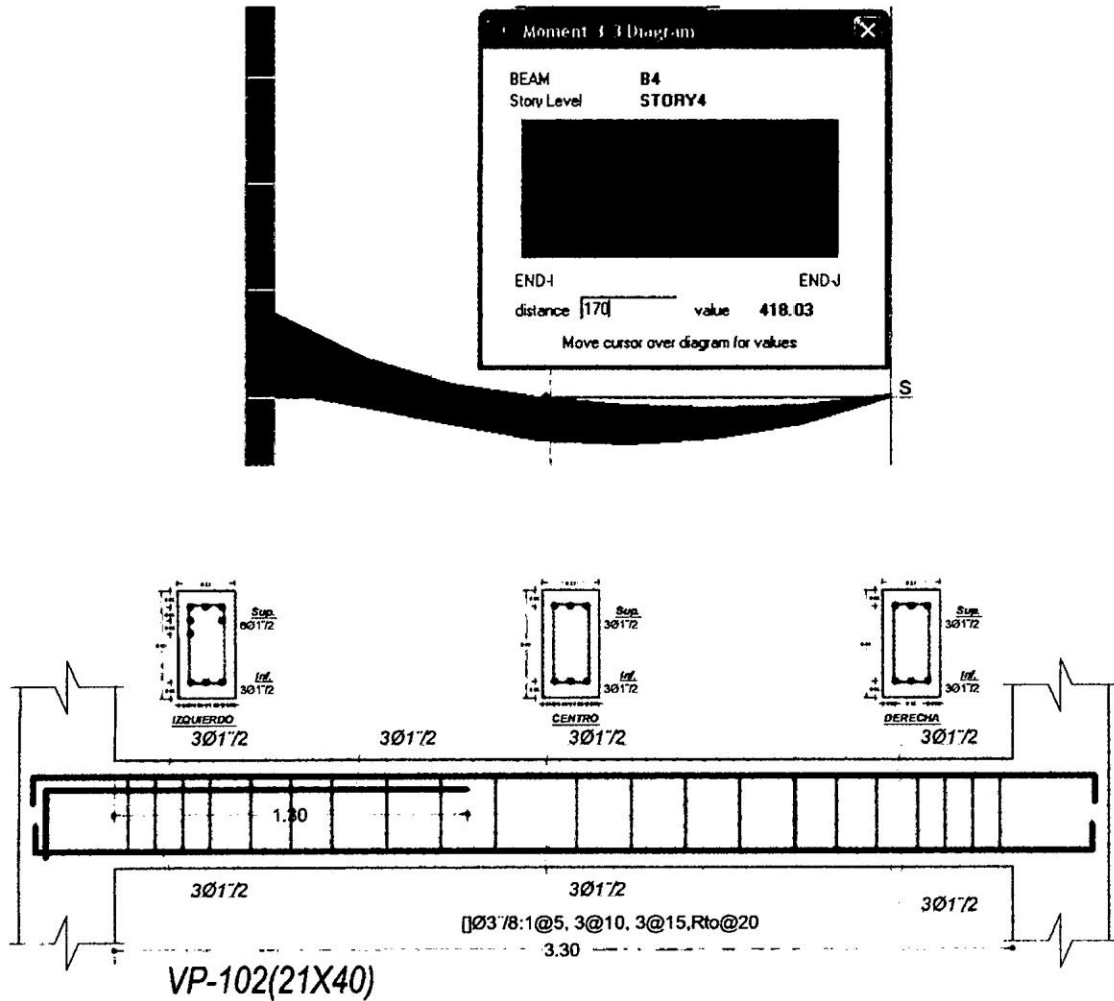


Figura 5.14: Distribución de acero de la viga VP-102

5.2.3.5 Diseño De Las Losas Aligeradas En Una Dirección

Como ejemplo diseñaremos las viguetas que están ubicadas entre los ejes C-C y D-D y limitados por los ejes 2-2 y 10-10.

5.2.3.5.1 Datos para el diseño de la losa aligerada

- **Geometría**

Altura Total de losa : $H = 20\text{cm}$

Espesor de la loseta : $e = 5\text{cm}$

Espesor superior de la Vigueta : $b_{w-sup.} = 10\text{cm}$

Espesor inferior de la Vigueta : $b_{w-inf.} = 10\text{cm}$

Distancia de viguetas entre ejes : $b = 40\text{cm}$

- **Cargas actuantes**

Peso Propio : $DEAD = 300\text{ Kg/m}^2$

Carga Muerta : $CM = 100\text{ y }370\text{ Kg/m}^2$

Carga Muerta Techo : $CM = 1769.60\text{ Kg/m}^2$ (Zona con Tanque)

Carga Viva : $CV = 200\text{ Kg/m}^2$

Carga Viva Techo : $CV = 100\text{ Kg/m}^2$

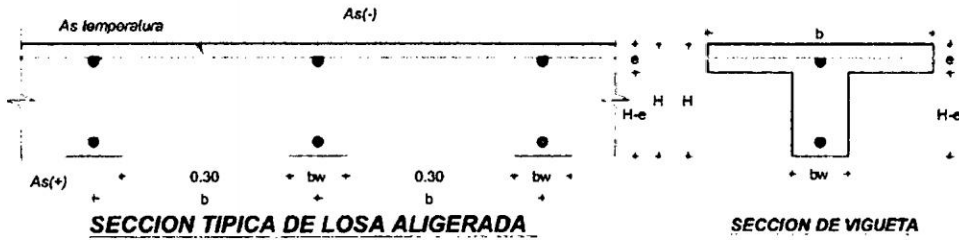
- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 175\text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$

5.2.3.5.2 Diseño Por Flexión

Para el análisis estructural de las viguetas se realizara por los métodos ya descritos en la teoría y asimismo con los programas Etabs y SAFE para la siguiente sección típica de losas aligerada.



En la siguiente figura se muestra la vigueta que como ejemplo diseñaremos las viguetas que están ubicadas entre los ejes C-C y D-D y limitados por los ejes 2-2 y 10-10.



Figura 5.15: ubicación de la vigueta a analizar y diseñar

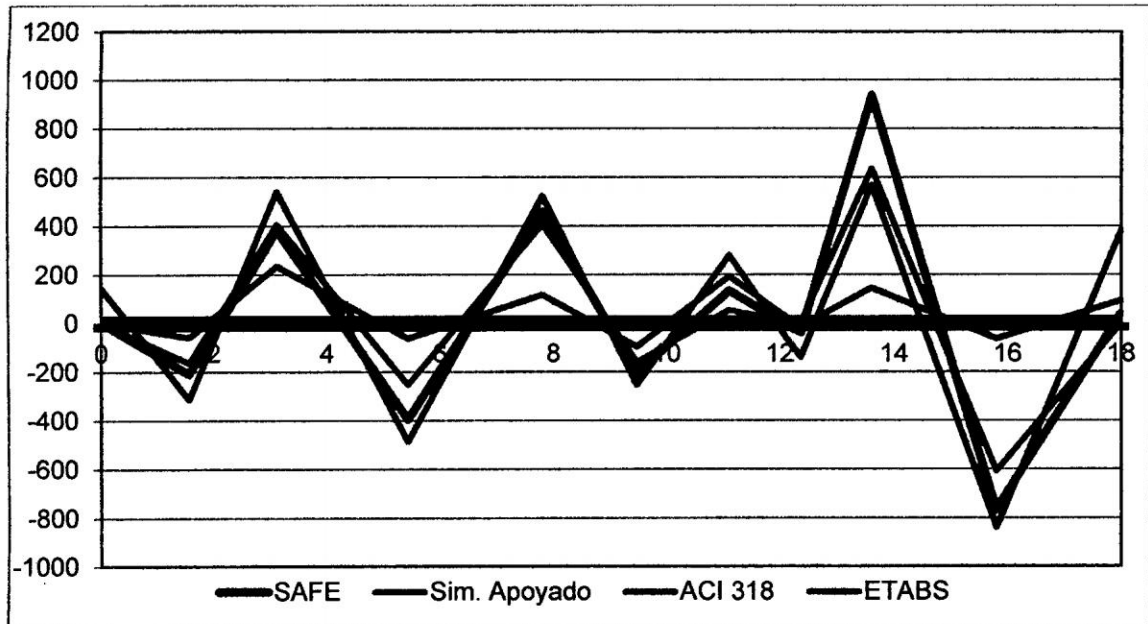
En la siguiente tabla se observa los resultados de momentos negativos y positivos para los diferentes procedimientos de análisis estructural.

UBICACIÓN	2-2	2-4	4-4	4-7	7-7	7-8	8-8	8-9	9-9	9-10	10-10
Momento Flector: Kg-m	M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+	M_u^-	M_u^+	M_u^-
Wu	360	360	360	360	360	360	360	360	477.6	477.6	477.6
Coefficiente-ACI 318.08	1/24	1/11	1/10	1/16	1/11	1/16	1/11	1/16	1/10	1/11	1/24
ACI318.08-Mu	144	315	541	487	524	253	280	141	568	841	385
Simp. Apoyado-Mu	0	163	406	252	407	159	53	0	636	608	0
Etabs-Mu	0	60	234	64	117	95	193	13	146	63	94
SAFE-Mu	0	210	382	396	458	203	135	39	939	767	41

Tabla 5.2: momento flector último (M_u) en viguetas por varios procedimientos

En la tabla se observa que los resultados del programa SAFE son los aquellos que mas tienden a aproximarse a los resultados por los otros métodos, los coeficientes del ACI

318.08-8.3.3, que es el método simplificado no se puede aplicar en su totalidad para el análisis estructural de la losa por ser de una distribución geométrica irregular y por lo que algunas losas como la del sentido del eje X-X no cumplen con lo mínimo de 2 vanos y los del sentido en el eje Y-Y los vanos no son aproximadamente iguales y superan la diferencia del vano adyacente en más del 20%,



Gráfica 5.3: Distribución de momentos negativos y positivos de la viga analizada

En la figura se observa que la línea de color rojo que es el resultado con el programa SAFE es el que más se aproxima a la mayoría de los procedimientos utilizados, y el programa SAFE considera la condición de borde extremo en las losas aligeradas para calcular los momentos negativos, cuando los bordes son muros y cuando son solo vigas los considera como apoyos simples el cual se demuestra con varias modelaciones hechas en el SAFE y con distintas condiciones de borde extremo por tal razón se utilizara para el diseño de las losas aligeradas el programa SAFE.

Se podría utilizar también el modelo de una viga simplemente apoyada ya que con este método también se aproxima a los resultados por otros métodos con la diferencia de que en

los extremos resulta el momento negativo, pero en caso del programa SAFE en caso de que el apoyo exterior sea un muro considera y calcula el momento negativo que le corresponde.

En la siguiente figura se observa las deflexiones que se presenta en la losa aligerada.

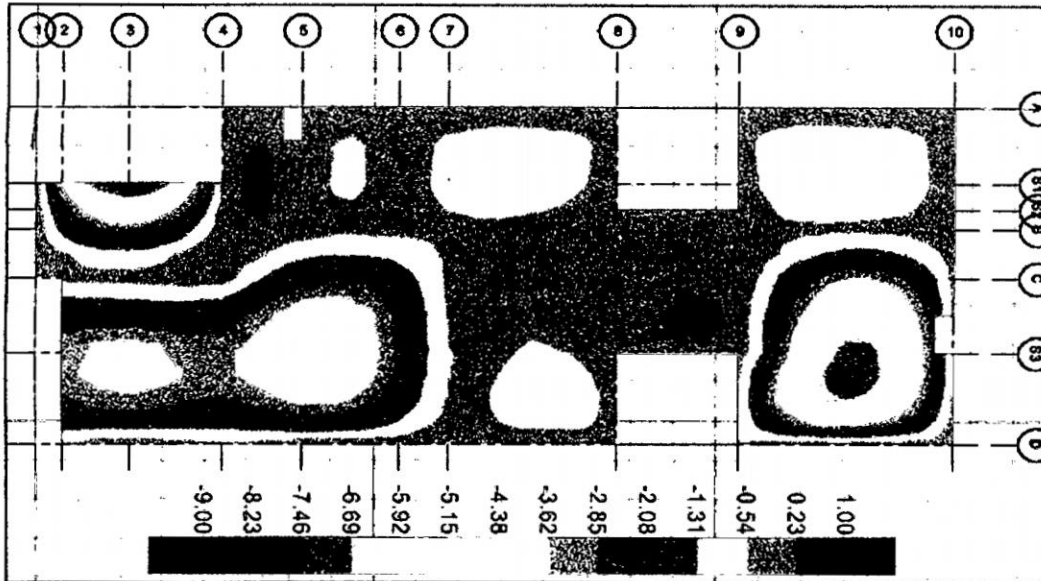


Figura 5.16: Deformación de la losa aligerada Max=8.70mm

En la figura de deformaciones se observa que la deformación máxima es de 8.70mm en la losa aligerada, en las zonas como en la llegada de la escalera y en la habitación principal debido a que las cargas son mayores en esas zonas.

En la siguiente tabla se observa el cálculo del acero longitudinal en las viguetas de la losa del tramo que se esta considerando como ejemplo.

UBICACIÓN	2-2	2-4	4-4	4-7	7-7	7-8	8-8	8-9	9-9	9-10	10-10
Altura (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
Base (cm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
Separación (cm)	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
d' (cm)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
f'c (Kg/cm2)	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175
fy (Kg/cm2)	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
SAFE-Mu Kg-m	0	210	382	396	458	203	135	39	939	767	41
a (cm)	0.000	0.225	1.715	0.428	2.081	0.218	0.584	0.042	4.616	0.838	0.176
As (cm2)	0.000	0.319	0.607	0.606	0.737	0.309	0.207	0.059	1.635	1.188	0.062
Asmin (cm2)	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583	0.583
AsProvista (cm2)	0.583	0.583	0.607	0.606	0.737	0.583	0.583	0.583	1.635	1.188	0.583
Varillas	1Φ3/8	1Φ3/8	1Φ3/8	1Φ3/8	2Φ3/8	1Φ3/8	1Φ3/8	1Φ3/8	1Φ1/2+ 1Φ3/8	1Φ1/2	1Φ3/8

Tabla 5.3: Acero longitudinal en las viguetas de la losa aligerada

5.2.3.5.3 Diseño Por Corte

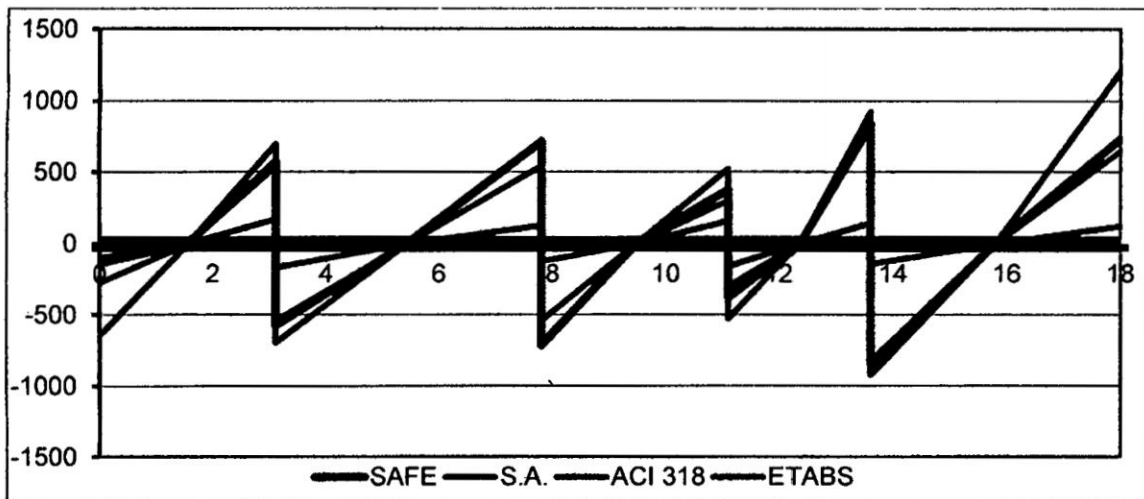
La norma E.060.13.2.1.1 y el ACI 318.08 11.2.1.1 sugieren una expresión simplificada para la determinación de la resistencia del concreto a la fuerza cortante, con la siguiente ecuación.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{175} * 10 * 17.5 = 1042.9 Kg$$

En la siguiente tabla se observa la fuerza cortante última por los diferentes procedimientos.

UBICACIÓN	2-2	2-4	4-4	4-7	7-7	7-8	8-8	8-9	9-9	9-10	10-10
Wu	360	360	360	360	360	360	360	360	477.6	477.6	477.6
Coeficiente-ACI 318.08	1.15	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.15
ACI318.08-Mu	642	0	698	0	720	0	527	0	824	0	1208
Simp. Apoyado-Mu	272	0	543	0	543	0	302	0	924	0	647
Etabs-Mu	101	0	169	0	126	0	159	0	144	0	120
SAFE-Mu	139	0	576	0	715	0	378	0	838	0	731

Tabla 5.4: Fuerza cortante último (V_u) en viguetas por varios procedimientos



Grafica 5.4: Distribución de fuerza cortante en la vigueta por varios procedimientos

De la tabla y figura se puede concluir que por el procedimiento de análisis Usando el programa SAFE o la viga simplemente apoyada se aproxima a los valores por los otros métodos, por lo tanto se realizar el análisis estructural de la losa aligera con el programa SAFE.

De la tabla se observa que se cumple la siguiente condición

$$V_u \leq \phi V_c \text{ con } V_{u-max} = 715 Kg \leq \phi V_c = 1042.9 Kg \dots \dots ok$$

Como diseño final se tiene el siguiente plano.

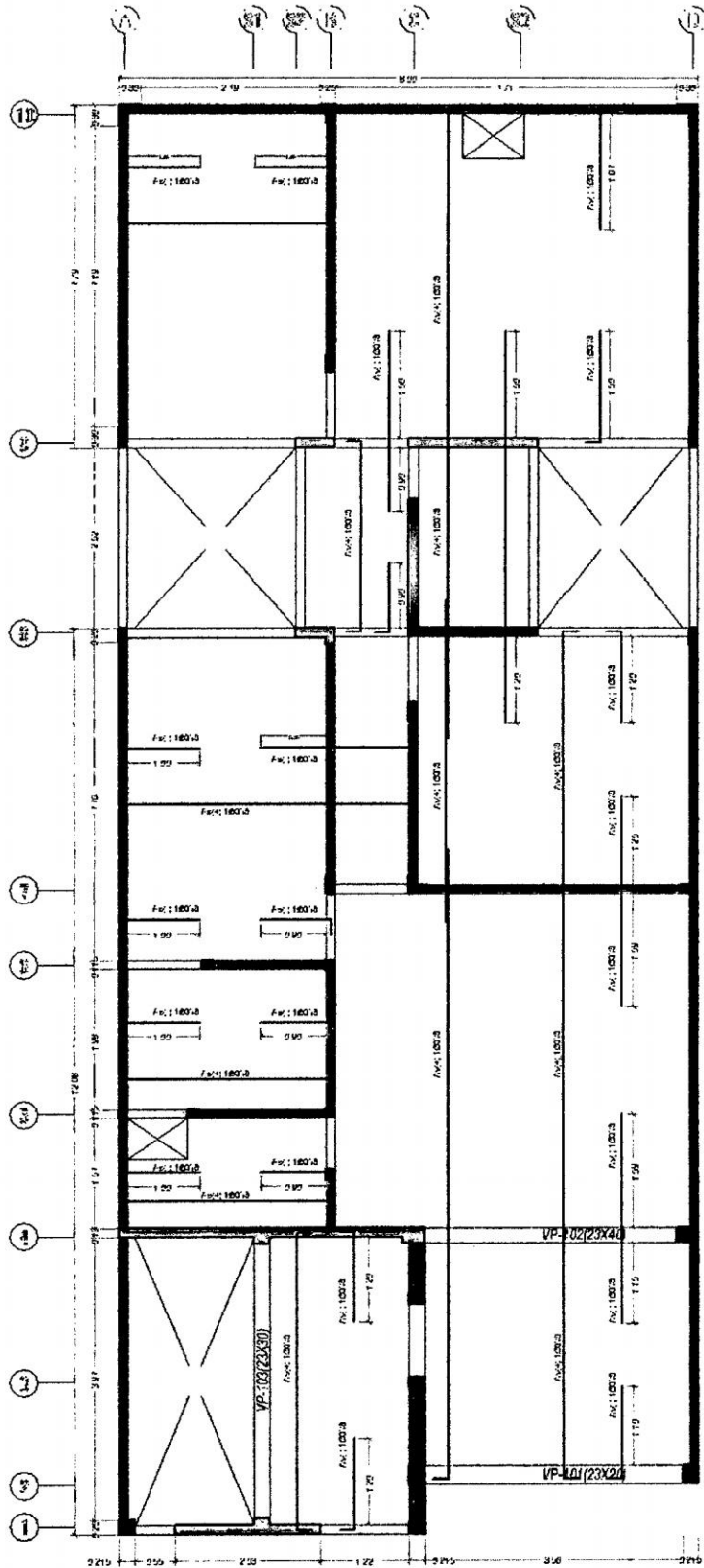


Figura 5.17: Distribución de acero en las viguetas de la losa aligerada

5.2.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUBESTRUCTURA

Como primer paso se pre dimensionara el ancho de la cimentación corrida y las dimensiones de las zapatas de los muros de concreto armado, para luego calculara la capacidad portante de dicha cimentación y zapata esto se realizara iterativamente, hasta cumplir que la reacción del suelo sea menor o iguala a la capacidad portante neta del terreno.

5.2.4.1 Características Del Terreno

El terreno en el cual se cimienta esta edificación corresponde a una grava limo arenosa el cual presenta una capacidad portante para zapatas cuadradas aisladas de 1.907 kg/cm^2 a 1.00 m. de profundidad. y se clasifica como un suelo tipo S_2 , suelo intermedio.

Características del Terreno

Descripción del suelo	: Grava limo arenoso
Capacidad portante	: por capacidad de carga por corte (E.050-3.5)
Capacidad portante	: $2.0 - 2.5 \text{ Kg/cm}^2$
Factor de seguridad sin Sismo	: $F_S = 3.0$ (E.050-3.4)
Factor de seguridad con Sismo	: $F_S = 2.5$ (E.050-3.4)
Peso especifico del suelo	: $\gamma_s = 1800 \text{ Kg/m}^3 = 17.65 \text{ KN/m}^3$
Angulo de fricción interna	: $\phi = 30^\circ$
Cohesión	: $c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$ (E.050-3.3—Grava arenosa)
Modulo de Poisson	: $\mu = 0.30$

5.2.4.2 Obtención De La Capacidad Portante Del Terreno

Se obtendrá la capacidad portante del terreno utilizando las ecuaciones de acuerdo al tipo de cimentación ya indicados en el capítulo de teorías.

1.- Para cimentaciones corridas.

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.00 - 1.20 \text{ m}$

Peralte de cimentación : $h_f = 0.80 \text{ m}$

Ancho de la cimentación : $B = 0.60 - 1.20 \text{ m}$

Remplazando los valores en las ecuaciones se tiene.

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{30\pi}{360}\right)\tan 30}}{2\left(\cos\left(45 + \frac{30}{2}\right)\right)^2} = 22.46$$

$$N_c = (22.46 - 1) \cot 30 = 37.16$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{50.45}{(\cos 30)^2} - 1 \right) \tan 30 = 19.13$$

Como ejemplo calcularemos para una profundidad de 1.00m y ancho de cimentación de 0.60m.

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \left(0 * 37.16 + 17.65 * 1.0 * 22.46 + \frac{1}{2} 17.65 * 0.60 * 19.13 \right) = 165.92 \text{ Kpa}$$

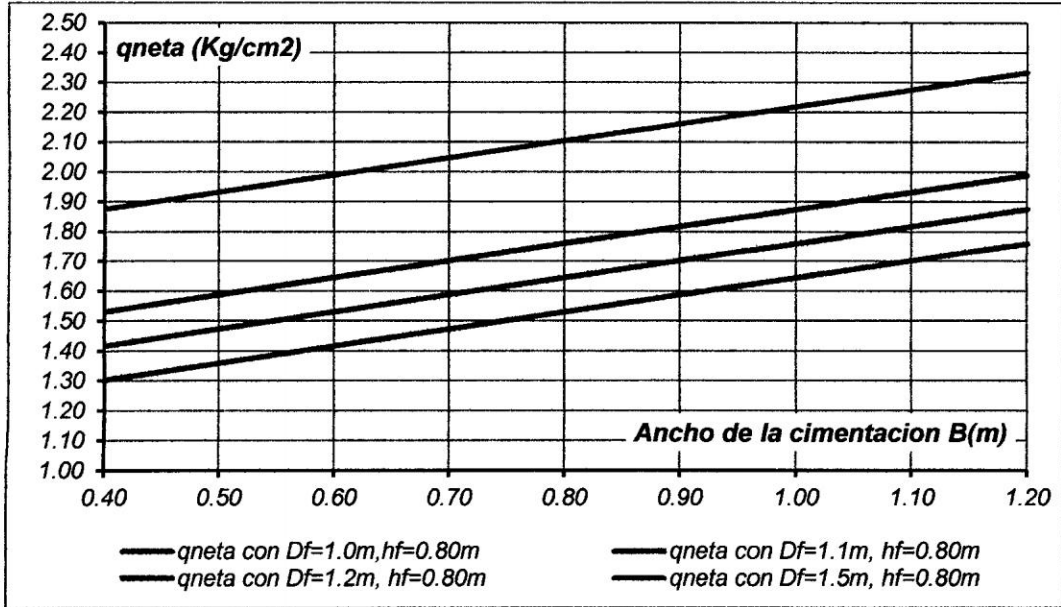
$$q_{adm} = 1.69 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora calculamos la capacidad portante neta de la cimentación corrida con un peralte de 0.80m.

$$q_{neta} = 1.69 - 0.2 * (1.0 - 0.80) - 0.80 * 0.24 - 0.10 * 0.24 - 0.2$$

$$q_{neta} = 1.42 \text{ Kg/cm}^2$$

En la siguiente grafica se muestra la capacidad portante neta para varias profundidades de cimentación y varios anchos de la cimentación corrida.



Grafica 5.5: Capacidad portante neta q_{neta} (Kg/cm²) con ($\phi = 30^\circ$ y $\gamma_s = 1.8 \text{ Tn/m}^3$)

Con la grafica de capacidad portante de la cimentación corrida se iniciara a pre dimensionar y luego se verificara si la reacción del terreno es menor a la capacidad portante asumida si no fuera el caso se volverá a pre dimensionar la zapata y luego a re calcular la capacidad portante para esto se trabajara con la grafica mostrada.

2.- Para Zapatas rectangulares

Profundidad de la Zapata : $D_f = 1.00 - 1.20 \text{ m}$

Peralte de la Zapata : $h_f = 0.50 \text{ m}$

Ancho de la Zapata : $B = 0.60 - 1.50 \text{ m}$

Longitud de la Zapata : $L = 4.42 \text{ m, muro } 2X$

Reemplazando los valores en las ecuaciones se tiene.

$$N_q = e^{\pi \tan 30} * \left(\tan \left(45 + \frac{30}{2} \right) \right)^2 = 18.40$$

$$N_c = (18.40 - 1) * \cot 30 = 30.14$$

$$N_\gamma = 2(18.40 + 1) * \tan 30 = 22.40$$

$$\xi_q = 1 + \frac{0.6}{4.42} \tan 30 = 1.08$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0.6}{4.42} * \frac{18.4}{30.14} = 1.08$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.4 \frac{0.6}{4.42} = 0.95$$

Como ejemplo calcularemos para una profundidad de 1.10m y ancho de cimentación de 1.0m.

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \left(0 * 30.14 * 1.08 + 17.65 * 1.1 * 18.4 * 1.08 + \frac{1}{2} * 17.65 * 1.0 * 22.4 * 0.95 \right)$$

$$q_{adm} = 154.14 \text{ Kpa}$$

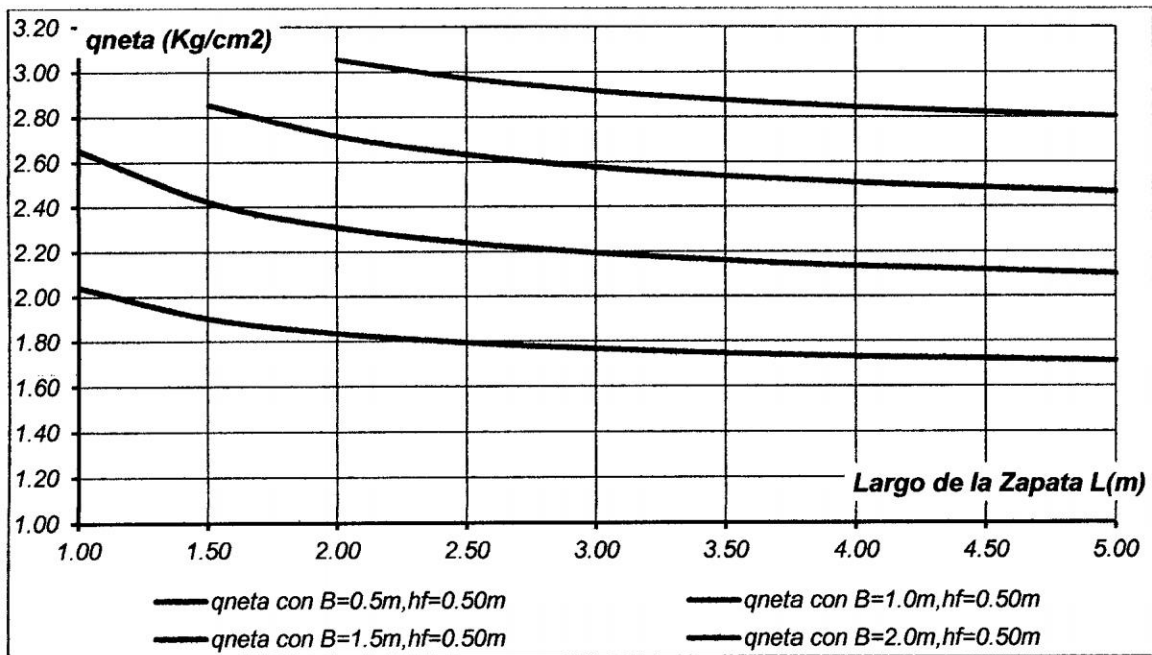
$$q_{adm} = 2.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Ahora calculamos la capacidad portante neta de la cimentación corrida con un peralte de 0.50m.

$$q_{neta} = 2.32 - 0.2 * (1.0 - 0.80) - 0.50 * 0.24 - 0.10 * 0.24 - 0.2$$

$$q_{neta} = 2.03 \text{ Kg/cm}^2$$

En la siguiente grafica se muestra la capacidad portante neta de una zapata rectangular para varios valores de dimensiones de anchos y largos de la zapata rectangular.



Grafica 5.6: Capacidad portante neta con ($\phi = 30^\circ, D_f = 1.50\text{m}$ y $\gamma_s = 1.8 \text{ Tn/m}^3$)

Con la grafica de capacidad portante de zapatas rectangulares se iniciara a pre dimensionar y luego se verificara si la reacción del terreno con el programa SAFE si es menor a la capacidad portante asumido si no fuera el caso se volverá a predimensionar la zapata y luego a re calcular la capacidad portante para esto se trabajara con la grafica mostrada.

5.2.4.3 Predimensionamiento De La Cimentación Corrida De Los Muros De Albañilería

En este tipo de muros generalmente existen reacciones y no momentos flectores por el tipo de apoyo considerado en el modelamiento, se estima el ancho de la cimentación (B) con la siguiente ecuación.

Carga axial (Pto 13-Eje D-D): $P = 12157 \text{ Kg}$

Capacidad neta permisible : $q_{neta} = 1.65 \text{ Kg/cm}^2$ a $D_f = 1.10\text{m}$ y $h_f = 0.80\text{m}$

$$B = \frac{P}{100q_{neta}} \text{ remplazando valores } B = \frac{12220}{100 * 1.65} = 73.70\text{cm} \rightarrow \mathbf{B = 80cm}$$

Con este ancho de cimentación se ingresara al programa SAFE para comprobar que la reacción del terreno no sobrepase a la capacidad portante asumido según la grafica de capacidad portante neta

5.4.4 Predimensionamiento de las zapatas de los muros de concreto armado

Considerando el muro 1X para predimensionar en acho tentativo de la cimentación de los muros de concreto armado.

Altura mínima de la zapata.

Diámetro de la varilla de acero del muro : $\phi_v(3/8) = 0.953\text{cm}$

Longitud básica de anclaje a compresión :

$$L_{dv} = 0.08 * 0.953 \frac{4200}{\sqrt{210}} = 22.10\text{cm} \geq 0.004 * 0.953 * 4200 = 16.01$$

$$h_f = 30 + 10\text{cm} \rightarrow \mathbf{h_f = 40cm}$$

Muro	: 1X
Dimensiones	: $L = 4.42m, B = 1.0m$
Carga axial	: $P = 18256 Kg$
Momento flector	: $M_x = 179 Kg - m$
Capacidad neta permisible	: $q_{neta} = 1.70 Kg/cm^2$ a $D_f = 1.10m$ y $h_f = 0.50m$

$$e_y = \frac{17900}{18256} = 0.98cm$$

$$B = \frac{P}{q_{neta}L} \left[1 + \frac{6 * e_y}{L} \right]$$

$$B = \frac{18256}{1.70 * 442} \left[1 + \frac{6 * 0.98}{442} \right] = 24.6cm \rightarrow \therefore B = 1.0m$$

Con esta dimensión de zapata (1.00 X 4.42m) se ingresara al programa SAFE para comprobar que la reacción del terreno no sobrepase a la capacidad portante asumido según la grafica de capacidad portante neta

5.2.4.5 Cálculo Del Módulo De Corte Efectivo

En la investigación denominada "Evaluación del Riesgo Sísmico en la Ciudad de Ayacucho-Ing. Jorge Olarte-Mag. Ing. Norbertt Quispe" zonifican en 3 zonas, para la zona 3 indica que la velocidad de onda está entre 550 – 660 m/s, pero esta velocidad se presentaría en la parte baja y en zona rocosa, según esta investigación la ubicación del proyecto está en la zona 3. Por lo tanto asumimos que la velocidad de onda es de $v_s = 270 m/s$ con este valor se puede clasificar el tipo de suelo según el FEMA 356 y ATC 40, en suelo **tipo D**, que es suelo denso y según la norma E.030 seria de tipo S_2 , suelo intermedio, por lo tanto se calcula el modulo de corte inicial.

$$G_o = \frac{0.0018 * 19000^2}{981} = 662.39 Kg/cm^2$$

Ahora se calcula el modulo de corte efectivo según el FEMA 356-4.4.2.1.

Site Class	Effective Peak Acceleration, S _{xs} /2.5			
	S _{xs} /2.5 = 0	S _{xs} /2.5 = 0.1	S _{xs} /2.5 = 0.4	S _{xs} /2.5 = 0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Tabla 5.5: Relación de modulo de corte efectiva y modulo de corte inicial-FEMA356

Para el cual se requiere la aceleración del primer modo de vibración para un espectro elástico en forma a dimensional (sin la multiplicación por la gravedad).

$$S_{xs} = 0.90g \rightarrow \frac{S_{xs}}{2.5} = \frac{0.90}{2.50} = 0.36$$

Entonces de la tabla 4-7, interpolando entre los valores de S_x/2.5 = 0.1 y S_x/2.5 = 0.4 y el tipo de suelo C, se tiene.

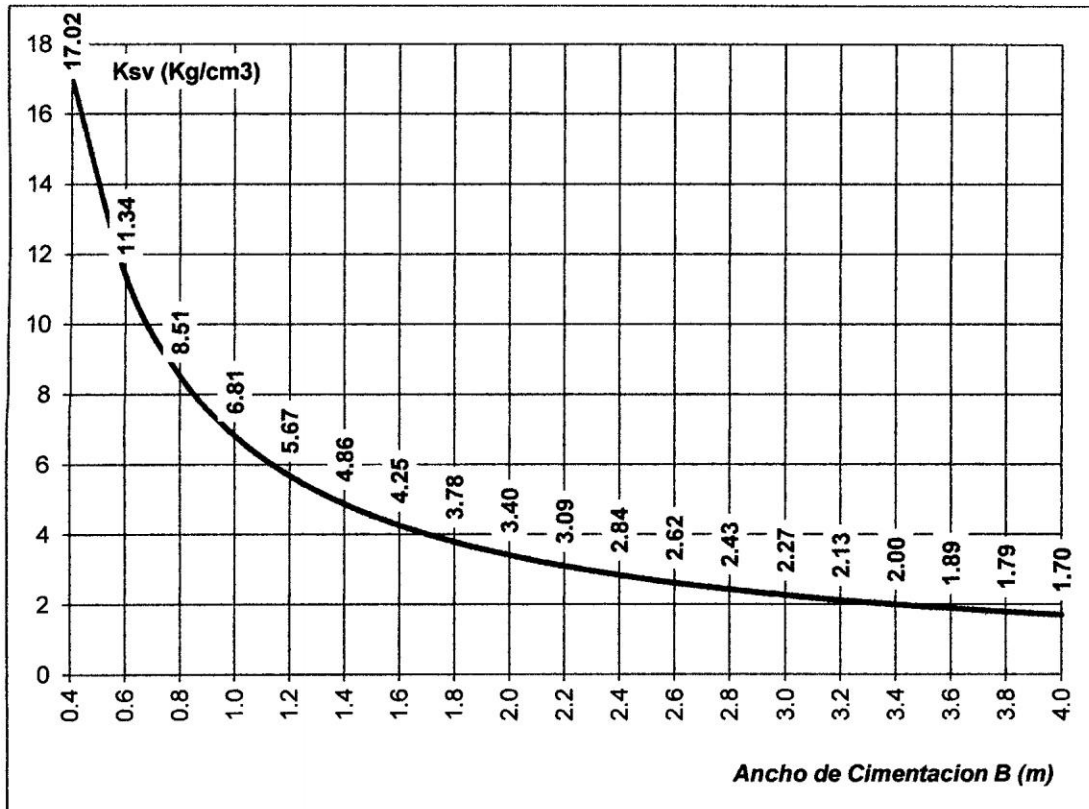
$$\frac{G}{G_0} = 0.553 \rightarrow G = 662.39 * 0.553 \rightarrow G = 366.52 \frac{Kg}{cm^2} = 5.21 \frac{Klb}{pulg^2}$$

Finalmente se obtiene el modulo de subrasante con la siguiente ecuación indicado en el FEMA 356 y ATC 40.

Para $B = 60cm = 23.62 \text{ pulg}$

$$K_{sv} = \frac{1.3 * 5.21}{23.62 * (1 - 0.30)} = 0.41 \frac{Klb}{pulg^3} \rightarrow K_{sv} = 11.34 \frac{Kg}{cm^3}$$

En la siguiente Grafica se muestra los valores del modulo de subrasante (K_{sv}), para varias longitudes de anchos de la cimentación para el edificio en análisis.



Gráfica 5.7: Ancho de Cimentación versus Modulo de subrasante

5.2.4.6 Modelamiento de la cimentación con el programa SAFE

En el programa SAFE se verificara si se cumple con la presión máxima en el terreno con los datos calculados, si no se cumpliera se volvera a predimensionar y recalculer los datos de ingreso necesarios para el analisis en el programa. En la siguiente figura se muestra el dimencioanmiento final a la que se llego variando los anchos de la cimentacion de acuerdo a la demanda de cargas.

5.2.4.6.1.-Verificacion de la capacidad portante y Del Asentamientos Permisibles

Características finales para cumplir con la capacidad portante del terreno.

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Cimentaciones corridas con $B = 0.80 \text{ m}$ y $h_f = 0.90 \text{ m}$:

Esta ubicado en el eje C-C entre los ejes 1-1 y 4-4 y el otro esta ubicado en el eje B-B entre los ejes 4-4 y 6-6.

Capacidad neta permisible sin sismo : $q_{neta} = 2.10 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad neta permisible con sismo : $q_{neta} = 2.73 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo de subrasante : $K_{sv} = 8.51 \text{ Kg/cm}^3$

Cimentaciones corridas con $B = 0.60 \text{ m}$ y $h_f = 0.90\text{m}$:

Esta ubicado en todo el perimetro del edificio, en los ejes interiores a excepcion de lo indicado para la zapata de $B=0.80\text{m}$

Capacidad neta permisible sin sismo : $q_{neta} = 1.99 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad neta permisible con sismo : $q_{neta} = 2.58 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo de subrasante : $K_{sv} = 11.34 \text{ Kg/cm}^3$

Zapatas de concreto armado con $h_f = 0.60\text{m}$ y $LXB = 3.03 \times 1.20 \text{ m}$:

Capacidad neta permisible sin sismo : $q_{neta} = 2.36 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad neta permisible con sismo : $q_{neta} = 3.07 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo de subrasante : $K_{sv} = 5.67 \text{ Kg/cm}^3$

Zapatas de concreto armado con $h_f = 0.60\text{m}$ y $LXB = 4.42 \times 1.20 \text{ m}$:

Capacidad neta permisible sin sismo : $q_{neta} = 2.27 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad neta permisible con sismo : $q_{neta} = 2.95 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo de subrasante : $K_{sv} = 5.67 \text{ Kg/cm}^3$

Zapatas de concreto armado con $h_f = 0.60\text{m}$ y $LXB = 3.75 \times 1.40 \text{ m}$:

Capacidad neta permisible sin sismo : $q_{neta} = 2.45 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad neta permisible con sismo : $q_{neta} = 3.19 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo de subrasante : $K_{sv} = 4.86 \text{ Kg/cm}^3$

Viga de cimentacion $BXH = 0.215 \times 0.40\text{m}$:

Entonces finalmente se tienen los siguientes resultados en las figuras que se muestra, para capacidad portante del terreno y el asentamiento diferencial, del programa SAFE.

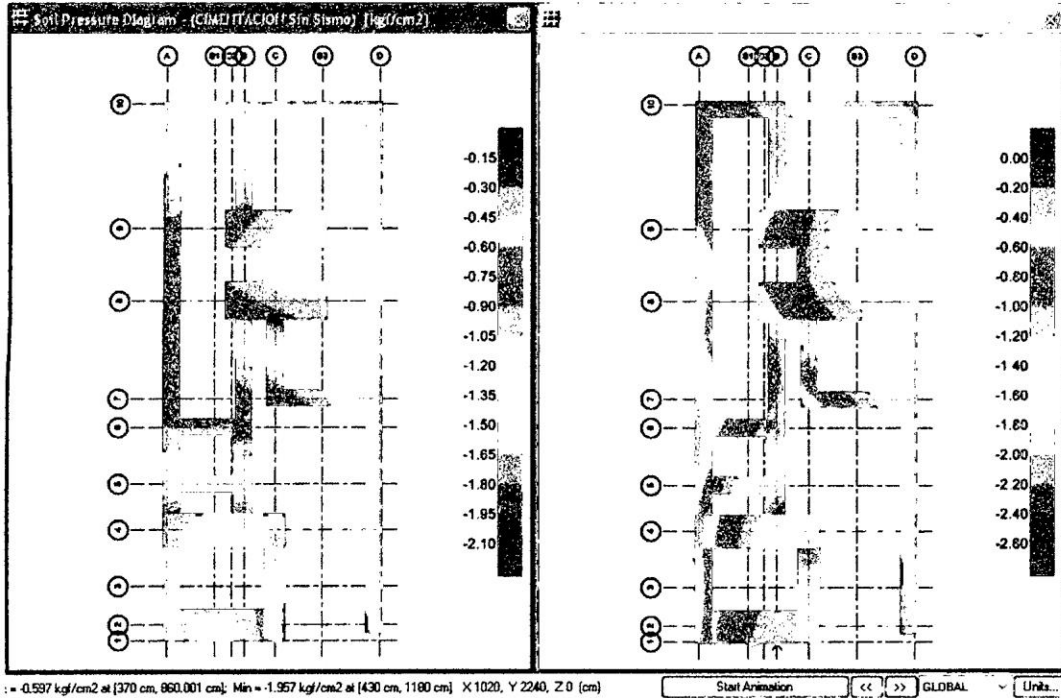


Figura 5.18: Diagrama de presiones en el terreno bajo estado de cargas de servicio, sin considerar el sismo ($\sigma_{max} = 1.957 \text{ Kg/cm}^2$) y considerando el sismo en la dirección X-X ($\sigma_{max} = 2.477 \text{ Kg/cm}^2$)

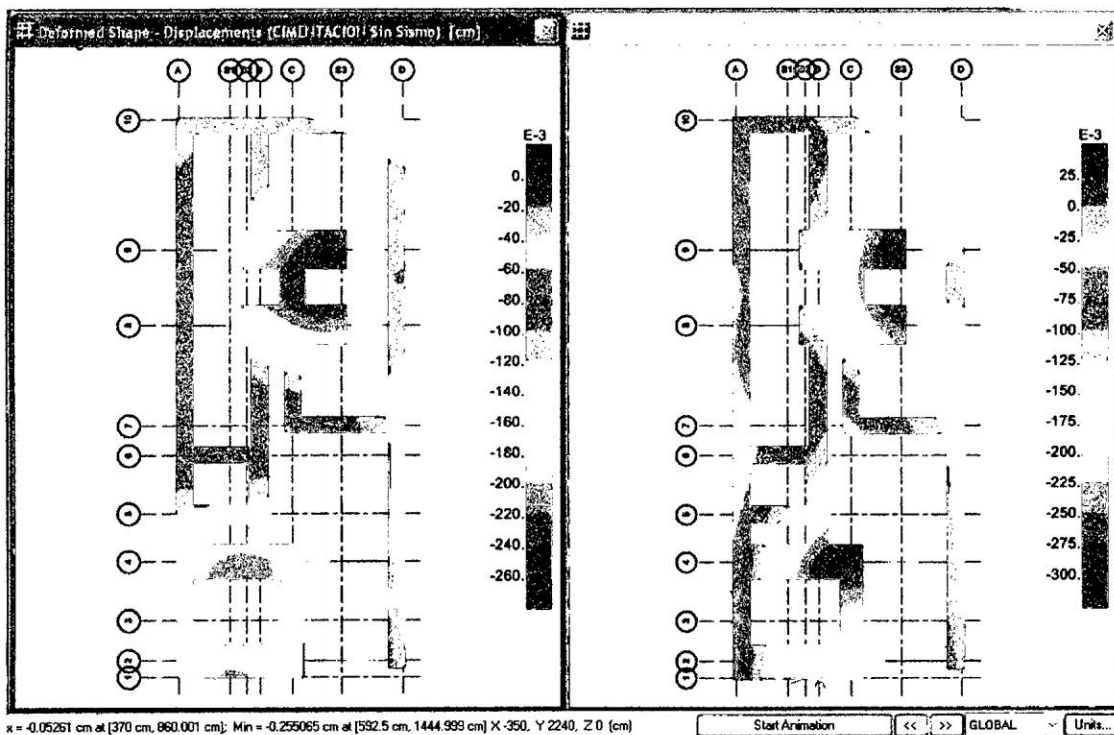


Figura 5.19: Diagrama de asentamientos en el terreno bajo estado de cargas de servicio, sin considerar el sismo ($\delta_{max} = 0.255 \text{ cm}$) y considerando el sismo en la dirección X-X ($\delta_{max} = 0.295 \text{ cm}$)

De las figuras anteriores se concluye que la capacidad neta portante del terreno son menores a la reaccion del suelo, sin considerar el sismo y tanto considerando el sismo.

El asentamiento diferencial maximo de la cimentacion para los muros de albañileria en el edificio en analisis seria entre $0.188 - 0.375cm$, en la siguiente figura se observa que el asentamiento del terreno es menor a $0.375cm$, por lo tanto es aseptable los valores de asentamiento en la cimentacion del edificio en analisis.

5.2.4.6.2.-Verificacion Del Volado Máximo De Las Cimentaciones

1.- para el caso de las cimentaciones corridas perimetrales $B = 60cm$:

$$v = 60 - 21.5 = 38.5cm \rightarrow v = 38.5cm \leq h_f = 90cm \dots Ok$$

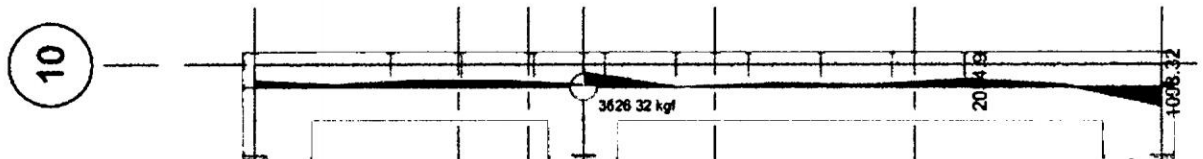
2.- para el caso de las cimentaciones corridas con $B = 80cm$:

$$v = \frac{80 - 21.5}{2} = 29.25cm \rightarrow v = 29.25cm \leq h_f = 90cm \dots Ok$$

No sera necesario verificar por flexion las cimnetaciones corridas.

Verificación de la cortante:

Se verita para la zona más crítica, la cimentación corrida del eje 10-10, y en la siguiente figura se muestra la fuerza cortante que se presenta en la cimentación.



$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_{umax} = 3626.32Kg$$

$$\phi V_n = 0.85 * 0.11\sqrt{140} * 60 * 90 = 5974.06Kg$$

$$\phi V_n = 5974.06Kg \geq V_u = 3626.32Kg \dots Ok$$

5.2.4.7 Diseño De Las Zapatas De Los Muros De Concreto

Para el diseño de la cimentación se utilizar el programa SAFE en todas las zapatas de los muros de concreto armado se requiere acero mínimo.

5.2.4.7.1 Diseño por flexión

En la siguiente figura se observa los momentos flectores en la dirección longitudinal y transversal de las zapatas de los muros de concreto armado.

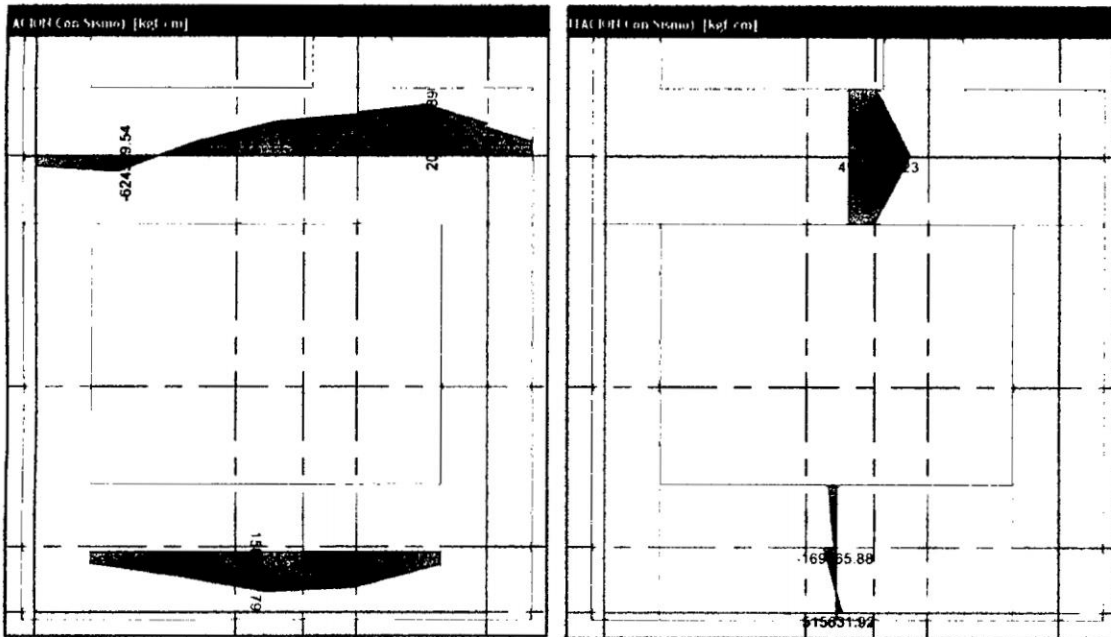


Figura 5.20: Momentos flectores longitudinales y transversales-zapatas del ejes 1-1 y 4-4

Resumen de acero por flexión en las zapatas de los ejes 1-1 y 4-4:

Zapata del muro 1X del eje 1-1:

Acero Longitudinal:

$$M_u = 1588255.79 \text{ K} - \text{cm} \rightarrow A_s = 16.84 \text{ cm}^2, A_{smin.} = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 16.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\phi 5''/8 @ 0.13 \text{ m}$$

Acero Transversal:

$$M_u = 515631.92 \text{ Kg} - \text{cm} \rightarrow A_s = 13.90 \text{ cm}^2, A_{smin.} = 32.87 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 32.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 17\phi 5''/8 @ 0.18 \text{ m}$$

Zapata del muro 2X del eje 4-4:

Acero Longitudinal:

$$M_u = 2066872.89 \text{ Kg} - \text{cm} \rightarrow A_s = 32.62 \text{ cm}^2, A_{smin.} = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 32.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 12\emptyset 3''/4 @ 0.10 \text{ m}$$

Acero Transversal:

$$M_u = 4905412.23 \text{ Kg} - \text{cm} \rightarrow A_s = 73.42 \text{ cm}^2, A_{smin.} = 48.81 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 73.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 26\emptyset 3''/4 @ 0.17 \text{ m}$$

5.2.4.5.2 Diseño por corte

En la siguiente figura se observa las fuerzas cortantes en la dirección longitudinal y transversal de las zapatas de los muros de concreto armado.

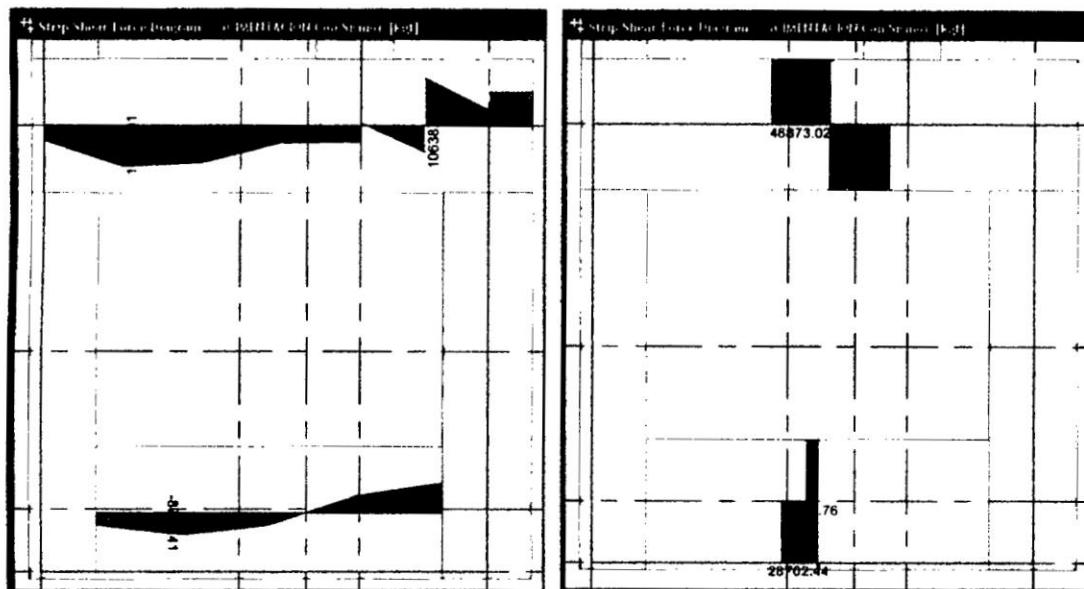


Figura 5.21: Fuerza cortante, longitudinales y transversales-zapatas de los ejes 1-1 y 4-4

Comprobando la cortante a una distancia "d" de la cara del muro de la zapata donde se presenta la fuerza cortante máxima.

Zapata del muro 1X y 2X del eje 4-4, B=1.20m:*Longitudinal: Para muro 1X y 2X*

$$V_{umax-1X} = 8799.41 \text{ Kg}, V_{umax-2X} = 16516.01 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 120 * 60 \rightarrow \phi V_c = 42908.79 \text{ Kg}$$

$$V_u = 16516.01 \leq \phi V_c = 42908.79 \dots ok$$

Transversal: Para muro 2X

$$V_{u\max} = 46873.02 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 442.5 * 60 \rightarrow \phi V_c = 158226.18 \text{ Kg}$$

$$V_u = 46873.02 \leq \phi V_c = 158226.18 \dots ok$$

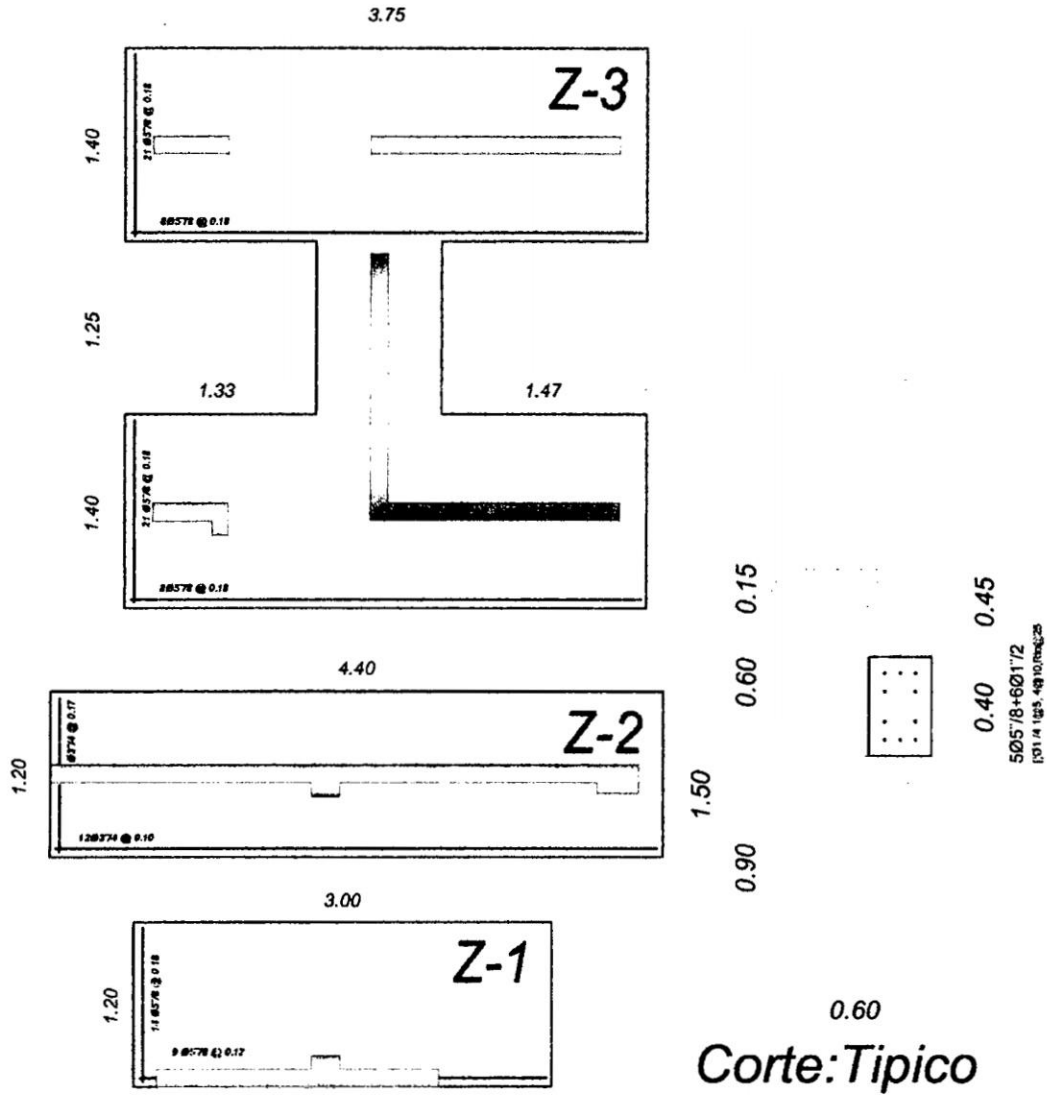


Figura 5.22: Armado de las Zapatas de los muros de concreto armado

5.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DE LA SUPER-ESTRUCTURA

5.3.1 Combinación De Cargas Para Diseño De Elementos De Concreto Armado.

Se definen las siguientes cargas según las demandas de diseño según la norma E.060-9.2:

$$COMB1 = 1.4(DEAD + CM) + 1.7(LIVE + LIVEUP)$$

$$COMB2 = 1.25(DEAD + CM) + 1.25(LIVE + LIVEUP) + SISMO$$

$$COMB3 = 0.9(DEAD + CM) + SISMO$$

Por lo tanto estas cargas definimos en el programa de análisis Etabs. Como muestra la siguiente figura:

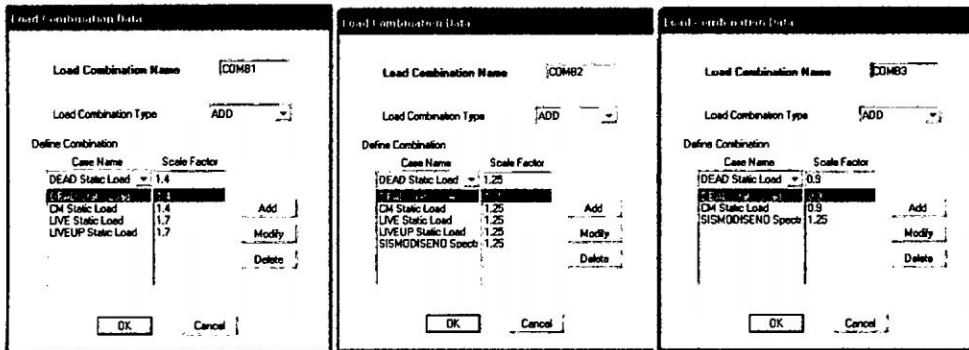


Figura 5.23: Combinación de cargas para diseño de Elementos de Concreto Armado

5.3.2 Categoría De Diseño Sísmico (CDS)

Tomando en cuenta la ubicación del edificio en diseño, el cual se ubica en la zona 2 con una aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia en 50 años de $0.30g$, entonces se puede concluir que los elementos a diseñar caen dentro de la categoría de *diseño especial*, para el cual se considerara las disposiciones de diseño de la norma E.060, ACI 318.08-Cat. 1 a Cap. 19 y las modificaciones que se harán con los ítems del capítulo 21 del ACI 318.08, de acuerdo a la tabla ya indicada en el capítulo de teorías.

En la siguiente figura definimos las condiciones de diseño.

Design Code		ACI 318-05/IBC 2003
Seismic Design Category		D
Number of Intersection Curves		24
Number of Intersection Points		11
Consider Minimum Eccentricity		Yes
Phi (Tension Controlled)		0.9
Phi (Compression Controlled Tied)		0.7
Phi (Compression Controlled Spiral)		0.75
Phi (Shear and/or Torsion)		0.85
Phi (Shear Seismic)		0.6
Phi (Shear Joint)		0.85
Pattern Live Load Factor		0.75
Utilization Factor Limit		0.95

Design Code		ACI 318-05/IBC 2003
Reber Units		cm ²
Reber/Length Units		cm ² /m
Importance Factor		1
System Cd		5.5
Phi (Tension Controlled)		0.9
Phi (Compression Controlled)		0.7
Phi (Shear and/or Torsion)		0.85
Phi (Shear Seismic)		0.6
Pinax Factor		0.8
Number of Curves		24
Number of Points		11
Edge Design PT-Max		0.06
Edge Design PC-Max		0.04
Section Design IP-Max		0.02
Section Design IP-Min		0.0025
Utilization Factor Limit		0.95

5.3.3 Verificación De La Resistencia A La Rotura De Los Muros De Albañilería

Utilizando las ecuaciones de la norma E.070-33.4 verificamos la resistencia a la rotura de los muros de albañilería, cuya ecuación ya fue descrita en el capítulo de teorías.

Como ejemplo mostraremos el muro mas critico que vendrían a ser los muros ubicados en el eje 10-10.

Por Aplastamiento

$$R_c = 0.12 f'_m D t$$

Por tracción diagonal

$$R_t = 0.85 \sqrt{f'_m} D t$$

Por Cizalle

$$R_s = \frac{f_s D t}{1 - 0.4 h/L}, f_s = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Muro	h (m)	l (m)	fm (Kg/cm2)	D (m)	t (m)	Rc	Rt	Rs	Min(Rc, Rt, Rs)	P (Tn)	P ≤ Min(Rc,Rt,Rs)
STORY7 - 5X	2.3	2.93	34	3.9	0.115 X	18.42	22.38	26.33	18.42	4.38	Ok
STORY6 - 5X	2.3	2.93	34	3.9	0.115 X	18.42	22.38	26.33	18.42	8.14	Ok
STORY5 - 5X	2.3	2.93	34	3.9	0.215 X	34.44	41.84	49.22	34.44	14.30	Ok
STORY4 - 5X	2.3	2.93	34	3.9	0.215 X	34.44	41.84	49.22	34.44	18.10	Ok
STORY3 - 5X	2.3	2.93	34	3.9	0.215 X	34.44	41.84	49.22	34.44	19.70	Ok
STORY2 - 5X	2.3	2.93	34	3.9	0.215 X	34.44	41.84	49.22	34.44	22.60	Ok
STORY1 - 5X	2.6	2.93	34	3.9	0.215 X	34.44	41.84	52.34	34.44	20.80	Ok
STORY7 - 6X	2.3	5.07	34	5.7	0.115 X	26.66	32.39	31.93	26.66	8.26	Ok
STORY6 - 6X	2.3	5.07	34	5.7	0.115 X	26.66	32.39	31.93	26.66	12.87	Ok
STORY5 - 6X	2.3	5.07	34	5.7	0.215 X	49.85	60.55	59.70	49.85	22.81	Ok
STORY4 - 6X	2.3	5.07	34	5.7	0.215 X	49.85	60.55	59.70	49.85	26.88	Ok
STORY3 - 6X	2.3	5.07	34	5.7	0.215 X	49.85	60.55	59.70	49.85	28.15	Ok
STORY2 - 6X	2.3	5.07	34	5.7	0.215 X	49.85	60.55	59.70	49.85	30.29	Ok
STORY1 - 6X	2.6	5.07	34	5.7	0.215 X	49.85	60.55	61.48	49.85	27.14	Ok

Tabla 5.6: verificación de resistencia a la rotura del muro 5X, 6X del eje 8-8

5.3.4 Diseño De Los Muros Estructurales

5.3.4.1 Datos Para El Diseño Del Muro

Como ejemplo de diseño se tomara el muro 4X del eje 4-4.

- **Geometría**

Longitud : $L_m = 209\text{cm}$

Altura Libre : $H_m = 280\text{cm}$

Espesor Efectivo : $t_m = 18\text{cm}$

- **Cargas actuantes en la base**

Carga Axial : $P_u = 208.44\text{ Tn}$

Fuerza cortante : $V_u = 52.02\text{ Tn}$

Momento Flector : $M_u = 181.58\text{ Tn} - \text{m}$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 350\text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$

5.3.4.2 Diseño Por Compresión

Se usara el método empírico para determinar la resistencia del muro a la compresión, con la siguiente formula.

$$\phi P_{nw} = 0.55 * 0.70 * 350 * 18 * 209 * \left[1 - \left(\frac{1 * 280}{32 * 18} \right)^2 \right] \geq 208.44\text{Tn}$$

$$\phi P_{nw} = 387.1\text{ Tn} \geq 208.44\text{ Tn} \dots \text{ok}$$

Por lo tanto el muro se puede diseñar con el método empírico

5.3.4.3 Diseño Por Flexo Compresión

Verificando si el muro es esbelto $\frac{1920}{209} = 9.143 \geq 1$ se verifica que el muro es esbelto.

Entonces se aplicara los lineamientos generales establecidos para flexocompresion, entonces estimamos la cantidad de refuerzo vertical en el muro.

$$A_s = \frac{18158000}{0.9 * 4200 * 0.8 * 209} = 28.73 \text{ cm}^2$$

Escogemos colocar varillas corrugadas en doble capa de $\varnothing 3''/4$, $A_{su} = 5.68 \text{ cm}^2$.

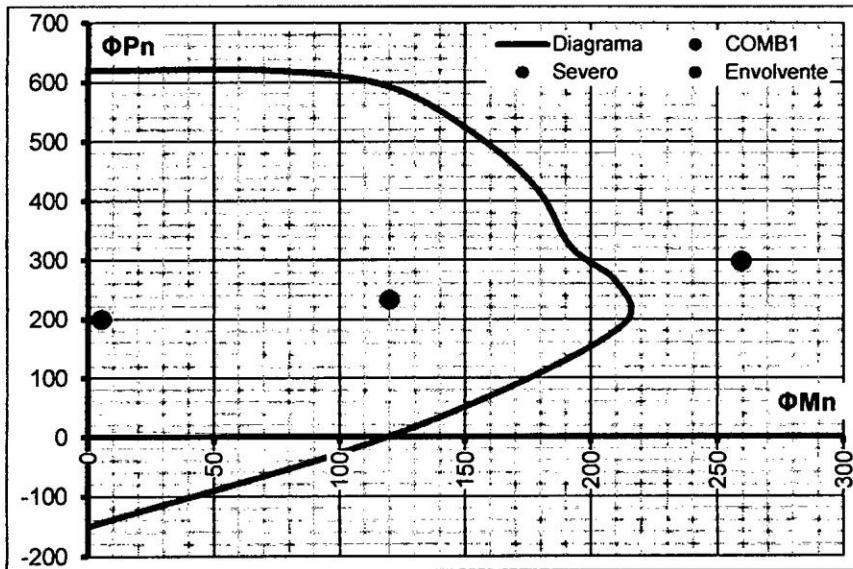
$$\#Varillas = \frac{28.73}{5.68} = 5.06 \rightarrow 7\varnothing 3''/4 \text{ en cada extremo}$$

Espaciados a:

$$s = \frac{210 - 2 * 3}{7 - 1} = 34.0 \text{ cm} \rightarrow s = 30 \text{ cm}$$

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318 05/IBC 2003)										
Story ID: STORY1 Pier ID: 4X X Loc: 0.8875 Y Loc: 4.05 Units: Ton-m										
Flexural Check for P-M2-M3 (RIIF = 0.814)										
Station	D/C	Flexural	Pu	M2u	M3u					
Location	Ratio	Combo								
Top	1.673	ENVOLVENTE	-210.511	1.344	-34.611					
Bottom	2.043	ENVOLVENTE	-208.440	-3.033	-181.576					
Pier fails in flexure or P-M-M interaction.										
Shear Design										
Station	Rebar	Shear	Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity			
Location	cm ² /m	Combo				phi Vc	phi Vn			
Top Leg 1	14.537	ENVOLVENTE	-210.511	26.396	52.020	0.000	52.020			
Bot Leg 1	14.537	ENVOLVENTE	-208.440	176.258	52.020	0.000	52.020			
Boundary Element Check										
Edge	Edge	Governing	Pu	Mu	Stress	Stress	C	C		
Location	Length	Combo			Comp	Limit	Depth	Limit		
Left Top	0.76	ENVOLVENTE	408.860	-34.6111	1645.670	700.000	0.943	0.423		
Right Top	0.76	ENVOLVENTE	408.860	26.3956	1588.845	700.000	0.943	0.423		
Left Bot	0.77	ENVOLVENTE	411.736	-181.5757	3209.743	700.000	0.948	0.423		
Right Bot	0.77	ENVOLVENTE	411.736	176.2575	3153.476	700.000	0.948	0.423		

Figura 5.24: Detalle de diseño de Muro de concreto armado en el programa Etabs



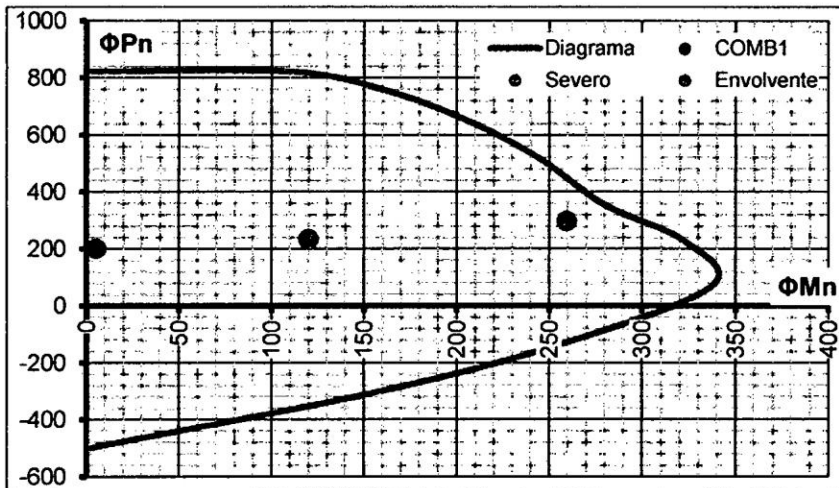
Grafica 5.8: Diagrama de interacción del muro

En la figura de diseño del muro del programa Etabs se puede observar la capacidad del muro (*D/C Ratio*) está fuera de la capacidad de la curva de interacción, para el cual habrá que incrementar el refuerzo vertical del muro, a $13\varnothing 1''$ en cada extremo.

General Reinforcing Pier Section Check (ACT 318 05/IBC 2003)									
Story ID: STORY1		Pier ID: 4X		X Loc: 0.8875		Y Loc: 4.05		Units: Ton-m	
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0.814)									
Station	D/C	Flexural		Pu	M2u	M3u			
Location	Ratio	Combo							
Top	0.925	ENVOLVENTE		-210.511	1.344	-34.611			
Bottom	0.922	ENVOLVENTE		-208.440	3.134	-181.576			
Shear Design									
Station	Rebar	Shear		Pu	Mu	Vu	Capacity	Capacity	
Location	cm ² /m	Combo					phi Vc	phi Vn	
Top Leg 1	14.537	ENVOLVENTE		-210.511	26.386	52.020	0.000	52.020	
Bot Leg 1	14.537	ENVOLVENTE		-208.440	176.258	52.020	0.000	52.020	
Boundary Element Check									
Edge	Edge	Governing		Pu	Mu	Stress	Stress	C	C
Location	Length	Combo				Comp	Limit	Depth	Limit
Left Top	0.75ENVOLVENTE		408.860	-34.6111	1645.870	700.000	700.000	0.931	0.423
Right Top	0.75ENVOLVENTE		408.860	26.3856	1558.845	700.000	700.000	0.931	0.423
Left Bot	0.75ENVOLVENTE		411.736	-181.5757	3209.743	700.000	700.000	0.934	0.423
Right Bot	0.75ENVOLVENTE		411.736	176.2575	3153.476	700.000	700.000	0.934	0.423

Figura 5.25: Detalle de diseño de Muro de concreto armado en el programa Etabs

La siguiente grafica muestra el diagrama de iteración del muro en el cual se observa la ubicación de los puntos de interacción para 3 combinaciones básicas.



Grafica 5.9: Diagrama de interacción del muro

Luego de calculado el acero vertical calculamos el acero Horizontal según la norma E.060 nos indica lo siguiente.

Requerimiento de Confinamiento

Para calcular la profundidad del eje neutro se trabajara con la envolvente, entonces del Etabs se tiene.

$c = 93.37\text{cm}$ Entonces se calcula el desplazamiento en el techo que le corresponde al muro.

$$d_u = 2.932\text{ cm}$$

$$\delta_u = 0.75 * R * d_u = 0.75 * 3 * 2.932 = 6.597\text{ cm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_{total}} = \frac{6.597}{1920} = 0.00343 \leq 0.006 \rightarrow \frac{\delta_u}{h_m} = 0.006$$

$$c \geq \frac{210}{600 * 0.006} = 58.33cm \rightarrow c = 93.37 \geq 58.33 \therefore \text{Se requiere confinamiento}$$

Entonces la longitud del confinamiento será.

$$c' = \max \left\{ \begin{array}{l} 93.37 - 0.1 * 209 = 72.47 \text{ cm} \\ \frac{93.37}{2} = 46.69 \text{ cm} \end{array} \right. \therefore c' = 70.0 \text{ cm}$$

Calculamos el acero que se requiere en la zona de confinamiento (Acero Vertical)

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{350}}{4200} * 18 * 168 = 9.43cm^2 \rightarrow 2\emptyset 1'' \rightarrow A_s = 10.2 \text{ cm}^2$$

Pero en los 70cm de confinamiento se tiene 10 $\emptyset 1'' \rightarrow A_s = 51.0 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{51.0}{18 * 168} = 0.0169$$

$$\phi M_n = 0.9 * 51 * 4200 * 168 \left(1 - \frac{0.5 * 0.0169 * 4200}{350} \right)$$

$$\phi M_n = 289.6 \text{ Tn} - m \geq M_u = 181.58 \text{ Tn} - m \dots Ok$$

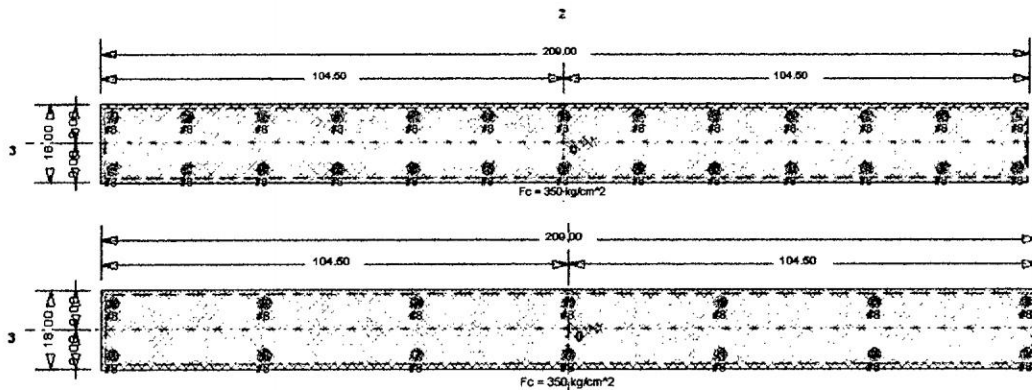


Figura 5.26: sección del muro 4X del 1°-3 piso (Arriba) y del 4° al 7° piso (Abajo)

Acero Transversal que se requiere en la zona de confinamiento (paralelo al espesor del muro)

$$A_g = 18 * 70 = 1260 \text{ cm}^2$$

$$A_c = (18 - 2 * 3)(70 - 2 * 3) = 768 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} \geq \begin{cases} 0.30 * \left(\frac{1260}{768} - 1\right) * \frac{350}{4200} * 11.5 * (70 - 2 * 3) = 11.8 \text{ cm}^2 \\ 0.09 * \frac{350}{4200} * 11.5 * (70 - 2 * 3) = 5.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sh1} = 11.8 \text{ cm}^2$$

Si colocamos 4 estribos en la sección entonces tendremos 9 varillas de acero transversal entonces: $9\emptyset 1\frac{1}{2}$ → $A_{sh1} = 11.8 \text{ cm}^2 \cong 11.61 \text{ cm}^2$

Acero que se requiere en la zona de confinamiento (Perpendicular al espesor del muro)

$$A_{sh2} \geq \begin{cases} 0.30 * \left(\frac{1260}{768} - 1\right) * \frac{350}{4200} * 5 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2 \\ 0.09 * \frac{350}{4200} * 5 * 12 = 0.45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sh2} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Entonces: $2\emptyset 1\frac{1}{2}$ → $A_{sh2} = 2.58 \text{ cm}^2 \geq 2.3 \text{ cm}^2 \dots ok$

5.3.4.4 Diseño Por Fuerza Cortante

En este paso se calcula el refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro, la norma E.060 indica que Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad \phi = 0.75$$

Donde:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{52.02}{0.85} = 61.20 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \leq 2.65 * 18 * 0.8 * 209 * \sqrt{350} = 149.21 \text{ Tn}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 61.20 \text{ Tn} \leq 149.21 \text{ Tn} \dots Ok$$

1.- contribución del concreto a la resistencia a corte del muro

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_m}{2} = \frac{18157.6}{52.02} - \frac{209}{2} = 244.55 \geq 0$$

$$V_c = \min. \left\{ \begin{array}{l} 0.53 * 18 * 167.2 * \sqrt{350} = 29.8 Tn \\ 0.85 * 18 * 167.2 * \sqrt{350} - \frac{208440 * 167.2}{4 * 209} = 6.20 Tn \\ \left[0.15\sqrt{350} + \frac{209 * \left(0.3\sqrt{350} - 0.2 \frac{208440}{209 * 18} \right)}{244.55} \right] * 18 * 167.2 = -5.6 Tn \\ 0 \leftrightarrow \frac{208440}{18 * 209} < 0.1 * 350 \rightarrow 55.40 < 35 \end{array} \right.$$

Entonces se calcula la resistencia al corte más desfavorable del concreto

$$V_c = -5.6 Tn \rightarrow \phi V_c = 0.0 Tn$$

Se observa que solo el concreto no resiste a la fuerza cortante de diseño como se observa:

$$V_u = 52.02 Tn > \phi V_c = 0.0 Tn$$

2.- Refuerzo Horizontal para corte del muro

Refuerzo horizontal requerido, para el cual calcularemos por metro lineal.

$$\frac{A_{hv}}{s} = \left(\frac{\frac{52020}{0.85} - 0}{167.2 * 4200} \right) * 100 = 8.72 \text{ cm}^2/m$$

Se colocara aceros corrugados de diámetro de 1" $A_{su} = 1.29 \text{ cm}^2$. entonces calculamos el espaciamiento:

$$S_h = \frac{2 * 1.29}{8.72} = 0.30m \text{ pero } S_h \leq \frac{209}{3} = 69.7, 3t_m = 54cm, 40cm$$

Refuerzo Horizontal es: $\emptyset 1" / 2 @ 0.30m$

3.-Refuerzo vertical para cortante del muro

La cuantía de refuerzo vertical por corte, ρ_v respecto a una sección bruta horizontal, deberá cumplir:

$$\rho_h = \frac{2 * 1.29}{30 * 18} = 0.0048$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{280}{209} \right) (0.0048 - 0.0025) = 0.00383 \geq 0.0025$$

Se colocara aceros corrugados de diámetro de 1" entonces calculamos el espaciamiento:

$$s = \frac{2 * 5.1}{0.00383 * 18} = 147.95 \text{ cm pero } S_h \leq \frac{209}{3} = 69.7, 3t_m = 54cm, 40cm$$

Refuerzo Vertical es: $\varnothing 1'' @ 0.30m$

Finalmente se tiene el diseño final del muro 4X como se observa en la siguiente figura.

Muro-4X	1° -2° Piso		3° -5° Piso		6° -7° Piso	
	As Total	Distribucion	As Total	Distribucion	As Total	Distribucion
Acero Vertical	26 $\varnothing 1''$	$\varnothing 1'' @ 0.20$	26 $\varnothing 3/4$	$\varnothing 3/4 @ 0.20$	26 $\varnothing 1/2$	$\varnothing 1/2 @ 0.20$
Acero Horizontal	$\varnothing 1/2 @ 0.30$		$\varnothing 1/2 @ 0.30$		$\varnothing 1/2 @ 0.30$	
Espesor de Muro	$tm=0.18m$		$tm=0.18m$		$tm=0.18m$	

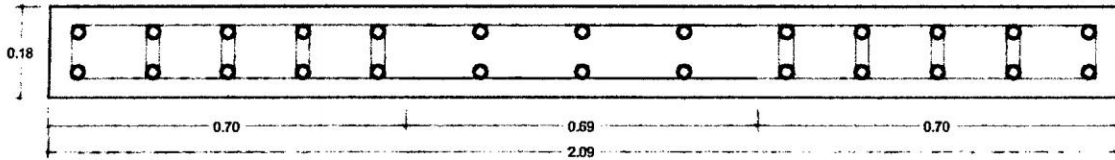


Figura 5.27: Sección final del muro de concreto armado 4X

Y en la siguiente grafica se observa el diagrama de interacción en la dirección X-X

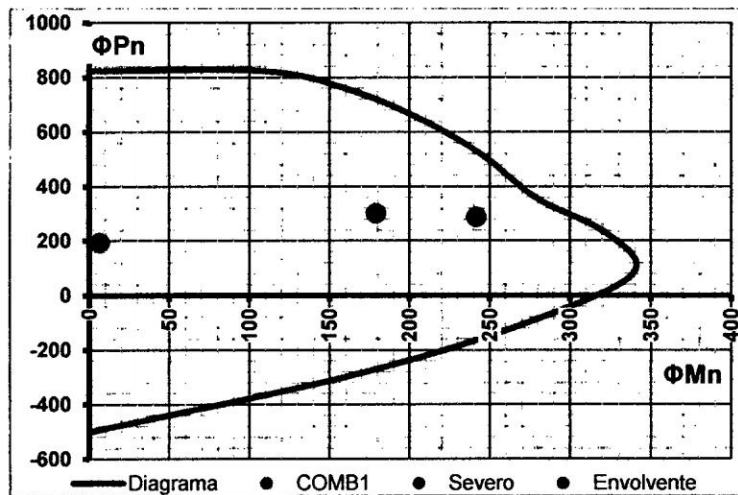


Figura 5.10: Diagrama de proporción de capacidad para el muro 4X

En resumen se tiene los diseños finales de los muros de concreto armado.

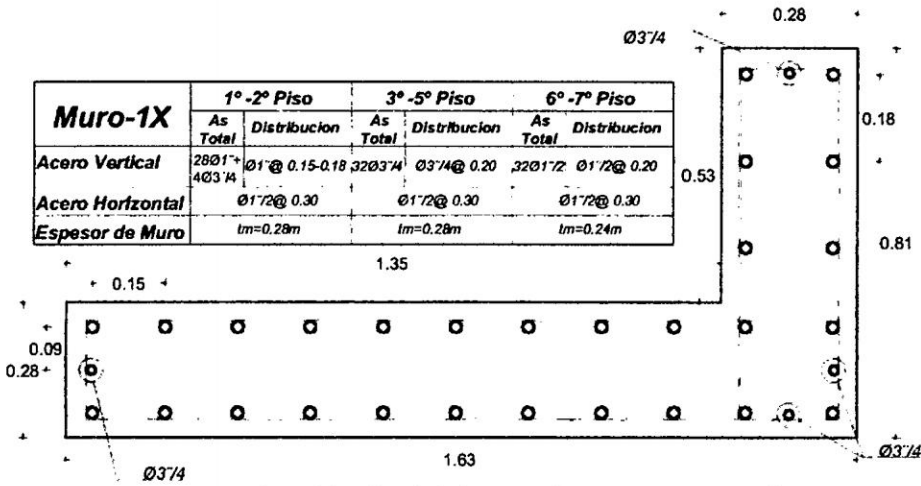


Figura 5.23: Sección final del muro de concreto armado 1X

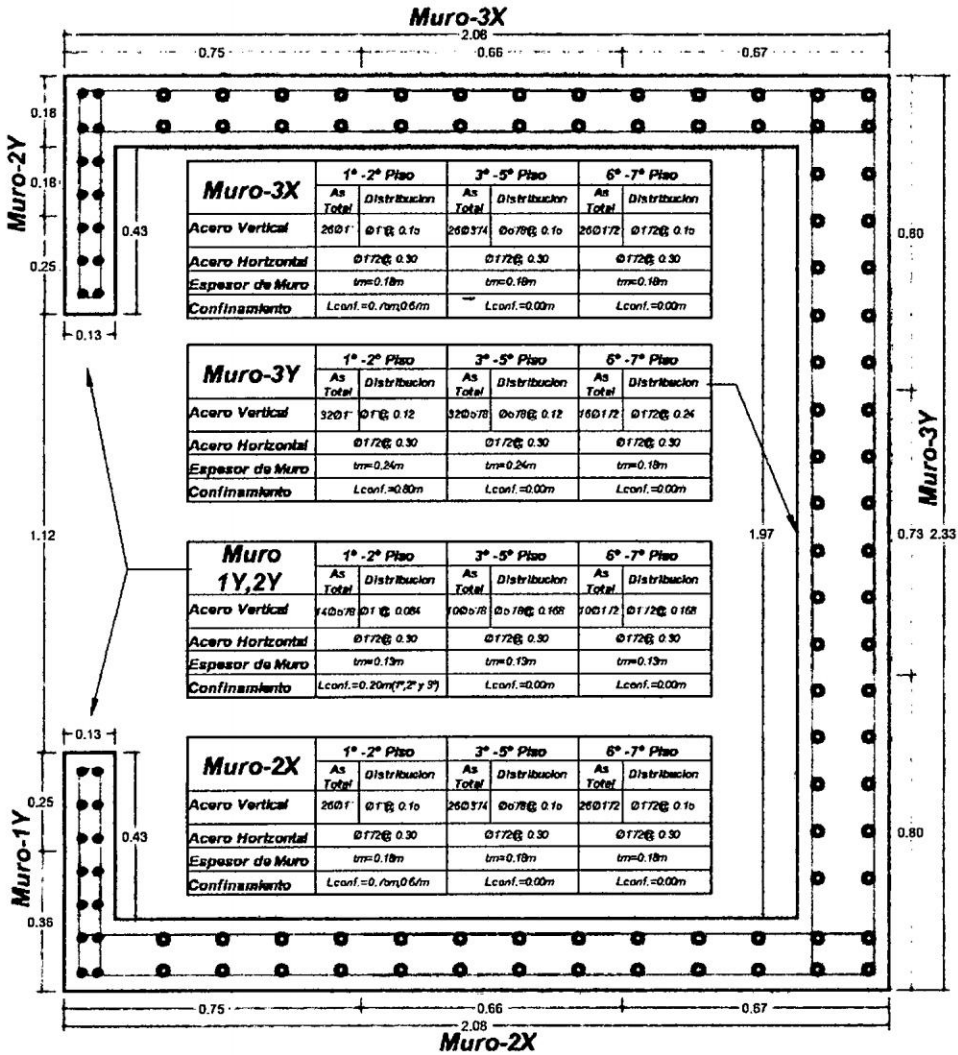


Figura 5.28: Sección final del muro de concreto armado de la caja del ascensor

5.3.5 Diseño De Columnas

Como ejemplo calcularemos pasos a paso la columna que está ubicado en la intersección de los ejes A-A y 10-10.

• **Geometría**

Altura Libre : $H_{ci} = 270cm$

Base : $b = 28cm$

Peralte : $h = 59cm$

• **Cargas actuantes**

Carga Axial : $P_u = 121.4 Tn$

Fuerza cortante : $V_u = 13.18 Tn$

Momento Flector : $M_u = 3058.73 Tn - cm$

• **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 350 Kg/cm^2$

Acero : $f_y = 4200 Kg/cm^2$

5.3.5.1 Consideraciones particulares del diseño

Cuantías de acero mínima, máxima y óptima:

$$A_{s,min} = 0.01 * 38 * 59 = 22.42 cm^2$$

$$A_{s,maxima} = 0.06 * 38 * 59 = 134.52 cm^2$$

$$A_{s,optimo} = 0.04 * 38 * 59 = 89.68 cm^2$$

En la siguiente figura se observa el requerimiento de acero longitudinal en la columna

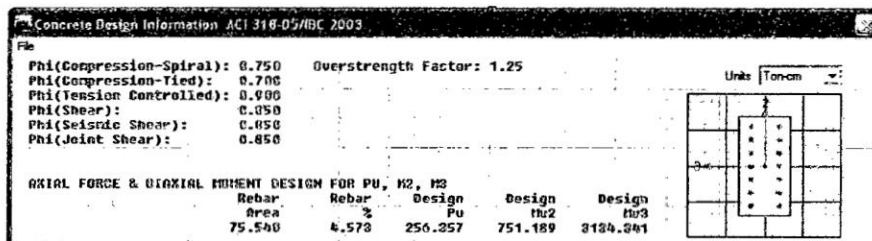


Figura 5.29: acero longitudinal en la columna

En la columna se requiere 75.54 cm^2 de acero longitudinal entonces la distribución de acero será de la siguiente manera. $14\phi 1'' + 2\phi 3''/4$ Cuyo diagrama de interacción será.

5.3.5.2 Diseño por flexocompresion

Con la armadura propuesta obtenemos los diagramas de interacción. Como se observa, satisfacen los puntos (M_u ; P_u) del análisis estructural:

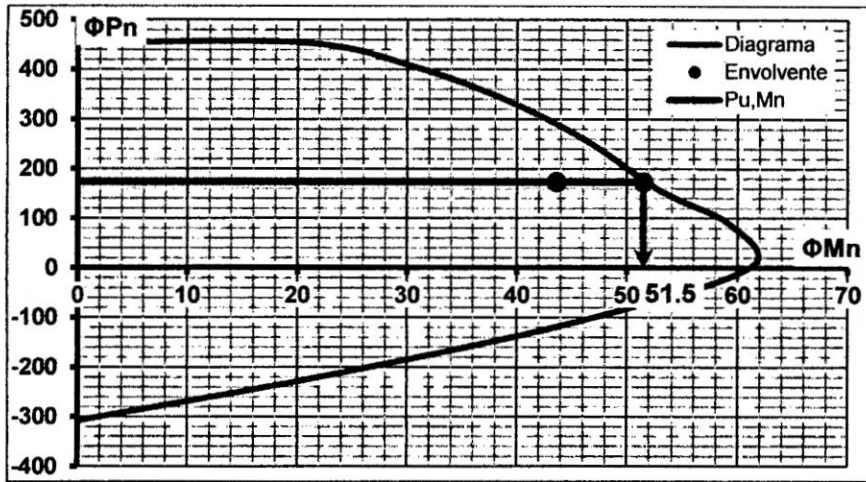


Grafico 5.11: Diagrama de interacción de la columna C-5

5.3.5.3 Diseño por corte

Calculo de fuerza cortante por capacidad

Del grafico de diagrama de interacciones, tenemos que el mayor momento nominal es de:

$$\text{para } P_u = 121.40Tn, \quad \phi P_u = 173.4Tn \rightarrow M_n = \frac{51.5}{0.7} = 73.57 Tn - m$$

Por lo tanto, la fuerza cortante por capacidad es:

$$V_u = \frac{73.57 + 73.57}{2.7} \rightarrow V_u = 54.50Tn$$

Fuerza cortante máxima que puede actuar en una sección:

$$V_{u\max} = 2.65 * 0.85 * 28 * (59 - 6)\sqrt{350} = 60.41 Tn$$

$$V_u = 54.50Tn \leq V_{u\max} = 60.41Tn \dots ok$$

Aporte a la resistencia del concreto al corte

$$V_c = 0.53 * \sqrt{350} * 28 * (59 - 6) \left(1 + 0.0071 * \frac{121400}{28 * 59} \right) = 22.40 Tn$$

Aporte a la resistencia del acero de refuerzo al corte

$$V_s = \frac{54.5}{0.85} - 22.4 \rightarrow V_s = 41.72 \text{ Tn}$$

Optamos por estribos de acero de $\phi 3''/8$.

$$s = \frac{0.71 * 2 * 4200 * (59 - 6)}{41720} = 7.58 \rightarrow s = 7.5 \text{ cm}$$

Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas

1.-Longitud de zona de confinamiento

$$L_{conf.} \geq \begin{cases} \frac{230}{6} = 38.3\text{cm} \\ 45\text{cm} \\ \max(28,59) = 59\text{cm} \end{cases}$$

$$L_{conf.} = 60\text{cm}$$

2.-Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento

$$s \leq \begin{cases} \min(28/2, 59/2) = 14\text{cm} \\ 10\text{cm} \end{cases}$$

$$s = 10\text{cm}$$

3.-Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento

$$s \leq \begin{cases} 16 * 2.54 = 40.6 \\ \min(28,59) = 28\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow s = 20\text{cm}$$

$\phi 3''/8 : 1@5, 8@7.5, \text{Resto}@20$

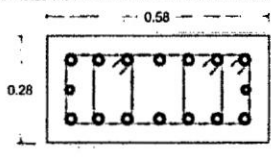
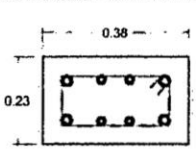
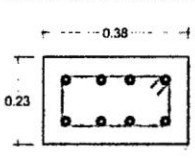
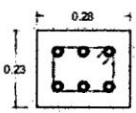
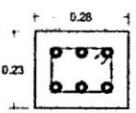
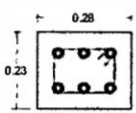
Columna:	1°-2° Piso	3°-5° Piso	6°-7° Piso
C-4			
	Acero Vertical	14 $\phi 1''$ +2 $\phi 3''/4$	4 $\phi 1''$ +4 $\phi 3''/4$
Estrbos []	[] $\phi 3''/8 : 1@5, 8@7.5, \text{Rto}@20$		
Cantidad	03		

Figura 5.30: Sección final de columna C-4

Finalmente se tienen las secciones finales para las columnas como se puede observar en las siguientes figuras.

Columna:	1°-2° Piso	3°-5° Piso	6°-7° Piso
C-1			
Acero Vertical	6Ø1"	4Ø1"+2Ø3/4"	4Ø3/4"+2Ø5/8"
Estrbos []	[]Ø3/8:1@5, 8@7.5,Rto@20		
Cantidad	02		

Columna:	1°-7° Piso	Columna:	1°-7° Piso
C-2		C-3	
Acero Vertical	4Ø1"+2Ø5/8"	Acero Vertical	4Ø1"+2Ø3/4"
Estrbos []	[]Ø3/8:1@5, 8@7.5,Rto@20	Estrbos []	[]Ø3/8:1@5, 8@7.5,Rto@20
Cantidad	02	Cantidad	02

Figura 5.31: Sección final de columna C-1, C-2 y C-3

5.3.6 Diseño De Las Vigas Especiales Resistentes A Momento

5.3.6.1 Datos para el diseño de la viga

Como ejemplo de diseño se tomara la viga VP-104 del eje 9-9 del tercer nivel.

- **Geometría**

Longitud : $L_v = 455cm$ y $240cm$

Altura Libre : $H_v = 39cm$

Espesor Efectivo : $b_v = 23cm$

- **Cargas actuantes**

En la intersección con el eje D-D.

Fuerza cortante : $V_u = 11.83 Tn$

Momento Flector : $M_{u(-)} = 1320.23 Tn - cm$

• **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

5.3.6.2 Diseño Por Flexión

El área de acero mínimo en la zona de tensión es:

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{0.0033476 * 23 * 39}{\frac{4}{3} A_s} \right\} \rightarrow A_{smin} = \max \left\{ \frac{3.00 \text{ cm}^2}{\frac{4}{3} A_s} \right\}$$

El área de acero mínimo en la zona de compresión es:

$$A'_{smin} = \left\{ \frac{0.0033476 * 23 * (39 - 6)}{\frac{4}{3} A'_s} \right\} \rightarrow A'_{smin} = \max \left\{ \frac{2.54 \text{ cm}^2}{\frac{4}{3} A'_s} \right\}$$

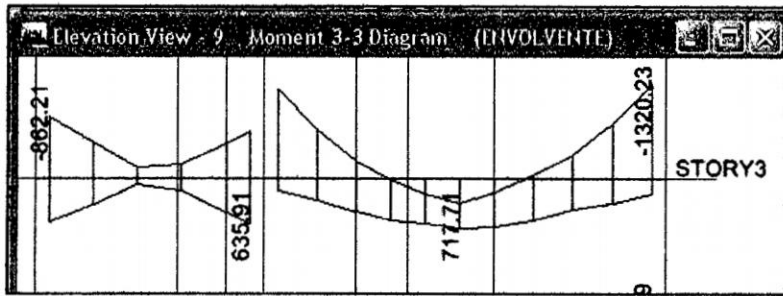


Figura 5.32: Momentos de diseño en una viga VP-104 del eje 4-4 según el ACI 318-05

☞ **PARA MOMENTO NEGATIVO-DERECHA**

Momentos

Momento negativo: $M_{u(-)} = 1320.23 \text{ Tn} - \text{cm}$

a. *Verificando si la viga se diseñara como viga simplemente armada o doblemente armada*

Altura de bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

$$a = 33 - \sqrt{33^2 - \frac{2|132023|}{0.85 * 350 * 0.9 * 23}} \rightarrow a = 7.31 \text{ cm}$$

Distancia máxima del eje neutro a la fibra extrema en compresión.

$$c_{max} = 0.375 * 33 \rightarrow c_{max} = 12.38 \text{ cm}$$

Altura máxima aceptable del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

$$a_{max} = 0.85 * 12.38 \rightarrow a_{max} = 10.52cm$$

- como $a = 7.31 \leq a_{max} = 10.52$ entonces solo requiere refuerzo en la zona tensionada

El área de acero se calculara se calculara con la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{1320230}{0.9 * 4200 * \left(33 - \frac{7.31}{2}\right)} = 11.901cm^2 \geq 3.0 cm^2 \rightarrow A_s = 11.901 cm^2$$

Concrete Design Information ACI 318-05/IBC, 2003

ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Ton-cm

Level : STORY3 L=500.000
 Element : B46 D=39.000 B=23.000
 Section ID : UP104-25X40 ds=0.000 dct=6.000
 Combo ID : ENVOLVENTE E=200.624 fc=0.350
 Station Loc : 483.000 fy=4.200 fys=4.200

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.850
 Phi(Seis Shear): 0.850
 Phi(Torsion): 0.850

FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, KG

	Required Rebar	+veMoment Rebar	-veMoment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	11.901	0.000	11.901	2.689
Bottom (-2 Axis)	5.582	5.582	0.000	2.689

7.425	2.342	5.586	11.334	2.714	11.901	STORY3
5.293	2.342	5.366	5.334	6.100	5.582	

Apoyo Izquierdo y Derecho, entre los ejes B-B y D-D

∴ se dispone acero negativo A_s^- de $5\phi 5''/8 + 2\phi 1''/2$

∴ se dispone acero Positivo A_s^+ de $3\phi 5''/8$

Apoyo Izquierdo, entre los ejes A-A y B-B

∴ se dispone acero negativo A_s^- de $3\phi 5''/8 + 2\phi 1''/2$

∴ se dispone acero Positivo A_s^+ de $3\phi 5''/8$

Ahora como ejemplo calculamos el acero en la zona de compresión en el centro, para el cual se tiene.

$$M_u^+ = 330.058 Tn - cm \rightarrow a = 1.67 cm$$

$$A'_s = \frac{330058}{0.9 * 4200 * \left(33 - \frac{1.67}{2}\right)} = 2.714 \text{ cm}^2, A'_{smin} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 2.714 \text{ cm}^2$$

Entre los ejes B-B y D-D

∴ se dispone acero negativo A_s^- de $3\emptyset 5''/8 + 2\emptyset 1''/2$

∴ se dispone acero Positivo A_s^+ de $3\emptyset 5''/8$

Entre los ejes A-A y B-B

∴ se dispone acero negativo A_s^- de $3\emptyset 5''/8$

∴ se dispone acero Positivo A_s^+ de $3\emptyset 5''/8$

En la siguiente grafica se observa como resumen el diseño por flexión en la viga VP-104 del cuarto nivel, del programa Etabs

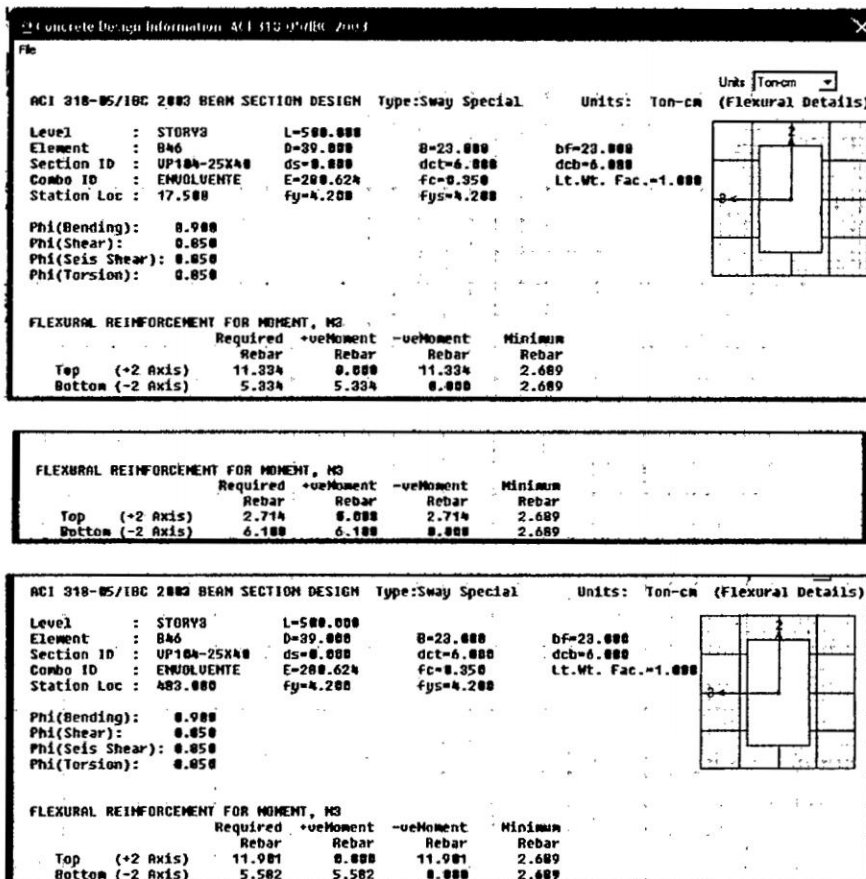


Figura 5.33: Diseño de la viga VP-104 en el programa Etabs

La siguiente figura muestra la sección final de la viga VP-104 del eje 9-9

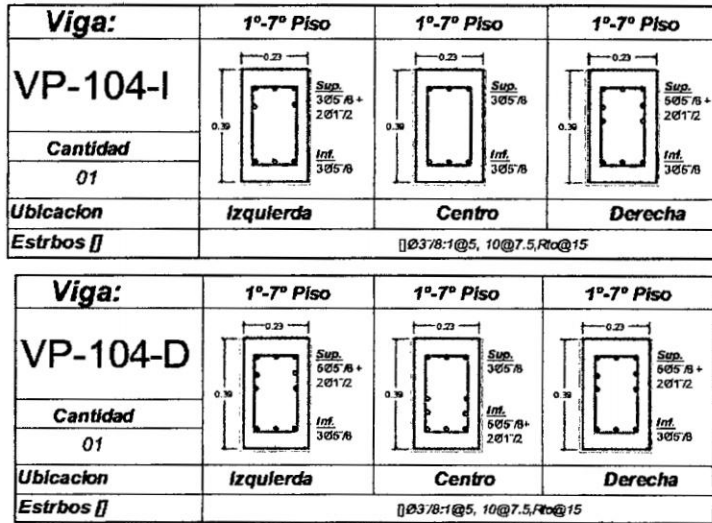


Figura 5.34: refuerzo de la sección de la viga VP104

5.3.6.3 Diseño Por Corte

Como el edificio califica como categoría de diseño sísmico (*CDS – Especial*) entonces el ACI 318.08-21.5.4.2 indica que el refuerzo transversal en los lugares identificados debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$.

Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

Medido de la cara del apoyo: $L_{conf.} = 2H_v = 2 * 39 \rightarrow L_{conf.} = 78 \text{ cm}$

Entonces

$V_c = 0$

Calculando la cortante probable.

$V_e = 5.679 \text{ Tn}$

Entonces cortante último de diseño es:

$V_u = 12.74 + 5.679 \rightarrow V_u = 18.42 \text{ Tn}$

Del ACI 318.08-11.4.7.9 la fuerza cortante se puede limitar a un máximo de la siguiente manera.

$V_{max} = 2.2\sqrt{350} * 23 * 33 \rightarrow V_{max} = 31.24 \text{ Tn}$ y $\phi V_{max} = 26.55 \text{ Tn}$

Por lo tanto el diseño por cortante de la viga, si tomáramos el valor máximo entre V_u y V_e como hace el programa Etabs y limitándose a la siguiente condición

- Si $(0.5\phi V_c = 0) \leq (V_u = 18.42) \leq (\phi V_{max} = 26.55)$

Se tiene:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(12741 - 0)}{0.85 * 4200 * 33} = 0.108 \frac{cm^2}{m}$$

El cual coincide con el resultado del Etabs.

Se colocara estribos de $\phi 3''/8$ cuya área es $A_v = 1.42 cm^2$ entonces el espaciamiento será.

$$\frac{1.42}{s} = 0.108 \rightarrow s = 13.15cm$$

Si adicionamos la cortante probable se tendría como fuerza cortante de diseño el valor de 12.286 Tn en el apoyo Izquierdo en análisis, y el resultado sería lo siguiente.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(18420 - 0)}{0.85 * 4200 * 33} = 0.156 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{1.42}{s} = 0.156 \rightarrow s = 9.10cm$$

El ACI 318.08-21.5.3.2, indica que el primer estribo estará a 5cm de la cara del apoyo y el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de.

$$s_{max} \leq \begin{cases} \frac{33}{4} = 8.25cm \\ 8 * 2.54 * 0.5 = 10.16 cm \\ 24 * 2.54 * 0.375 = 22.86 cm \\ 30cm \end{cases} \rightarrow s_{max} \leq 8.5cm \quad \therefore s = 7.50 cm$$

Verificando la condición inicial $V_u \leq \phi V_n$, con el espaciamiento final asignado.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{1.42 * 4200 * 33}{7.5} = 26.24 Tn$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 0 + 0.85 * 26.24 \rightarrow \phi V_n = 22.31 Tn$$

$$\therefore V_u = 18.42 \leq \phi V_n = 22.31 \dots ok$$

Finalmente se le asignara la siguiente distribución de estribos.

5.3.7 Diseño De Las Losas Aligeradas En Una Dirección

Como ejemplo diseñaremos las viguetas que están ubicadas entre los ejes C-C y D-D y limitados por los ejes 2-2 y 10-10.

5.3.7.1 Datos para el diseño de la losa aligerada

- **Geometría**

Altura Total de losa : $H = 20\text{cm}$

Espesor de la loseta : $e = 5\text{cm}$

Espesor superior de la Vigueta : $b_{w-sup.} = 10\text{cm}$

Espesor inferior de la Vigueta : $b_{w-inf.} = 10\text{cm}$

Distancia de viguetas entre ejes : $b = 40\text{cm}$

- **Cargas actuantes**

Peso Propio : $DEAD = 300\text{ Kg/m}^2$

Carga Muerta : $CM = 100\text{ y }310\text{ Kg/m}^2$

Carga Viva : $CV = 200\text{ Kg/m}^2$

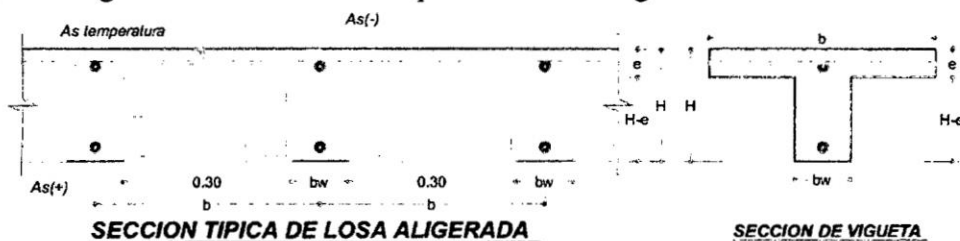
Carga Viva Techo : $CV = 100\text{ Kg/m}^2$

- **Resistencia**

Resistencia a la compresión del concreto : $f'_c = 350\text{ Kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 4200\text{ Kg/cm}^2$

La siguiente figura muestra la sección típica de la losa aligerada en una dirección.



5.3.7.2 Verificación De La Deflexión Máxima Admisible

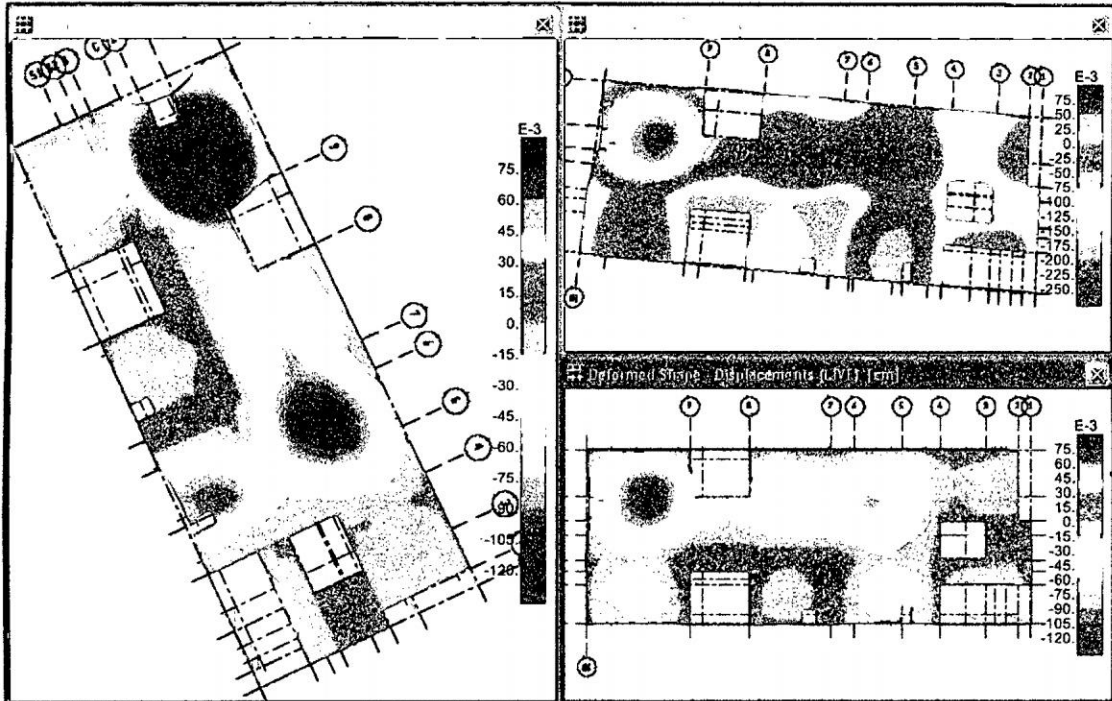


Figura 5.36: Deformación de la losa aligerada

En la figura de deformaciones se observa que las deformaciones máximas son:

Por carga Muerta (CM) : $\delta_u = 0.229 \text{ cm}$

Por carga Viva (CV) : $\delta_u = 0.113 \text{ cm}$

Por combinación de cargas ($COMB1$) : $\delta_u = 0.320 \text{ cm}$

Se observa que la deflexión máxima se genera en el paño de losa aligerada, limitado entre los ejes 9-9, 10-10 y B-B, D-D, según la norma E.060 tabla 9.2

$$\delta_{admisible} = \frac{460}{480} = 0.958 \text{ cm}$$

$$\therefore \delta_u < \delta_{admisible} \text{ Ok}$$

5.3.7.3 Diseño Por Flexión

Como se vio en el diseño de losas aligeradas de la edificación de albañilería confinada, se tomara el mismo criterio en el diseño de la losa aligera en el edificio de configuración híbrida.

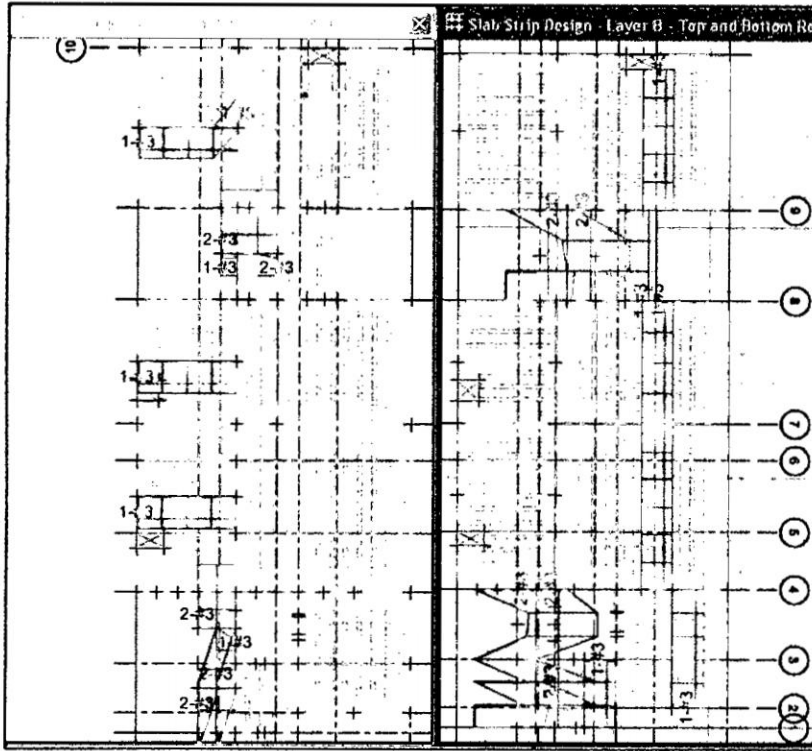


Figura 3.37: Acero longitudinal positivo y negativo de losa aligerada y maciza

Como resumen se tiene la siguiente distribución.

En losa aligerada en una dirección:

Acero Negativo : $A_s^- = 1\phi 3/8$

Acero Positivo : $A_s^+ = 1\phi 3/8$

En losa maciza:

Acero Negativo : $A_s^- = 2\phi 3/8$

Acero Positivo : $A_s^+ = 2\phi 3/8$

5.3.7.4 Diseño Por Corte

La norma E.060.13.2.1.1 y el ACI 318.08 11.2.1.1 sugieren una expresión simplificada para la determinación de la resistencia del concreto a la fuerza cortante, con la siguiente ecuación.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{175} * 10 * 17.5 = 1042.9 Kg$$

En la siguiente figura se observa la fuerza cortante última.

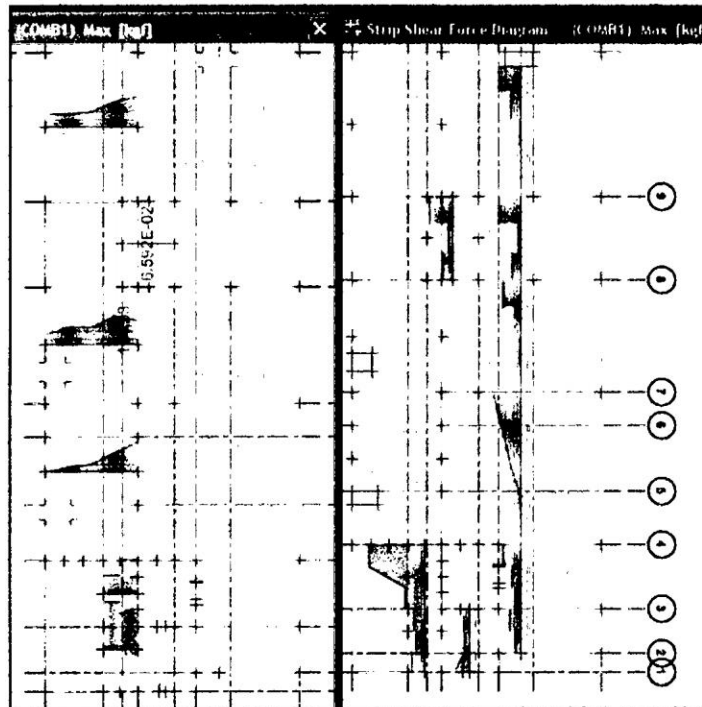


Figura 3.38: Fuerza cortante en la losa aligerada y maciza

En losa aligerada en una dirección:

Fuerza cortante Última : $V_u = 310.14Kg \leq \phi V_c = 1042.9 Kg \dots ok$

En losa maciza:

Fuerza cortante Última : $V_u = 642.26Kg \leq \phi V_c = 1042.9 Kg \dots ok$

La siguiente figura muestra el diseño final de la losa de entre piso.

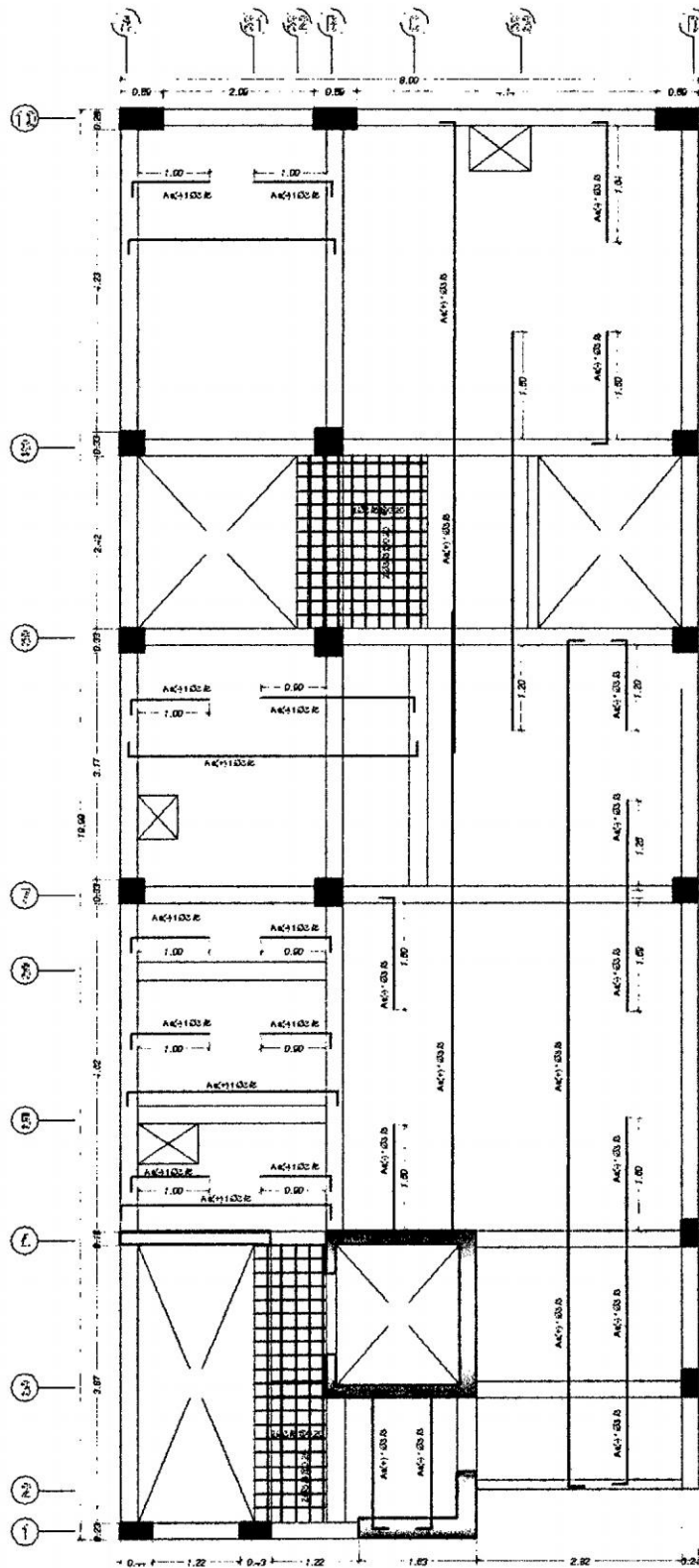


Figura 2.39: Diseño final de losa aligerada del Edificio-02

5.3.8 Diseño De Los Elementos De Concreto Armado De La Subestructura

Se trabajara con la configuración estructural final del edificio luego de haber comprobado su performance del edificio, el cual se verá en el capítulo siguiente.

5.3.8.1 Características Del Terreno

El terreno en el cual se cimienta esta edificación corresponde a una grava limo arenosa, el cual presenta una capacidad portante para zapatas cuadradas aisladas de 1.907 kg/cm^2 a 1.00 m. de profundidad. y se clasifica como un suelo tipo S_2 , suelo intermedio.

Características del Terreno

Descripción del suelo	: Grava limo arenoso
Capacidad portante	: por capacidad de carga por corte (E.050-3.5)
Capacidad portante	: $2.0 - 2.5 \text{ Kg/cm}^2$
Factor de seguridad sin Sismo	: $F_s = 3.0$ (E.050-3.4)
Factor de seguridad con Sismo	: $F_s = 2.5$ (E.050-3.4)
Peso específico del suelo	: $\gamma_s = 1800 \text{ Kg/m}^3 = 17.65 \text{ KN/m}^3$
Angulo de fricción interna	: $\phi = 30^\circ$
Cohesión	: $c = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$ (E.050-3.3–Grava arenosa)
Modulo de Poisson	: $\mu = 0.30$

5.3.8.2 Predimensionamiento De Zapatas

Se pre dimensionara siguiendo el criterio de evaluaciones de presiones reales debido a cargas y momentos actuantes y con dimensiones asumidas con la siguiente expresiones.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x X}{I_y} \pm \frac{6M_y}{I_x} \leq q_{neta}$$

$$\sigma = \frac{P}{BL} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2} \leq q_{neta}$$

Zapata	Point	Df m	L m	B m	Fgrav ton	Mx ton-cm	My ton-cm	σ Kg/cm ²	\emptyset	qadm Kg/cm ²	qneto Kg/cm ²	$\sigma \leq qneto$
Z-1	20	1.20	1.1	1.1	22.9	13.2	16.4	2.03	30	2.53	2.23	Ok
Z-1	40	1.20	1.1	1.1	22.7	28.4	12.2	2.06	30	2.53	2.23	Ok
Z-5	18	1.20	1.8	1.8	54.0	57.7	15.6	1.74	30	2.82	2.51	Ok
Z-5	27	1.20	1.8	1.8	73.1	47.6	47.7	2.35	30	2.82	2.51	Ok
Z-5	19	1.20	1.8	1.8	67.7	33.6	76.9	2.20	30	2.82	2.51	Ok
Z-7	46	1.20	1.2	1.6	45.8	28.1	16.3	2.49	30	2.85	2.54	Ok
Z-6	13	1.20	1.8	1.8	76.3	11.3	110.2	2.48	30	2.82	2.51	Ok
Z-6	34	1.20	1.8	1.8	66.4	23.6	117.7	2.20	30	2.82	2.51	Ok
Z-4	38	1.20	2.3	2.3	101.7	37.5	120.5	2.00	30	3.02	2.71	Ok
Z-3	22	1.20	1.8	1.8	41.2	37.4	4.8	1.32	30	2.82	2.51	Ok
Z-3	21	1.20	1.8	1.8	46.5	20.0	6.2	1.46	30	2.82	2.51	Ok
Z-4	26	1.20	2.3	2.3	100.1	23.5	100.2	1.95	30	3.02	2.71	Ok
Z-6	33	1.20	1.8	1.8	64.6	13.6	81.1	2.09	30	2.82	2.51	Ok
Z-4	25	1.20	2.3	2.3	128.0	35.2	111.9	2.49	30	3.02	2.71	Ok
Z-7	45	1.20	1.2	1.6	39.2	20.1	14.0	2.12	30	2.85	2.54	Ok
Z-8	141	1.20	1.85	1.4	16.9	5.9	7.5	2.07	30	2.56	2.26	Ok
	1367				9.8	4.1	3.6					
	2548				18.3	8.4	3.1					
	140				7.3	1.3	3.8					
Z-3	60	1.20	1.8	1.8	56.3	41.0	7.4	1.79	30	2.82	2.51	Ok
Z-2	4	1.20	2.1	1.9	19.5	2.9	8.2	2.41	30	2.83	2.53	Ok
	41				15.5	4.9	7.6					
	2096				31.0	1.9	4.4					
	2097				28.9	5.1	5.0					
Z-9	35	1.20	2.75	2.65	17.9	1.2	7.3	2.83	30	3.16	2.85	Ok
	137				22.0	8.1	11.1					
	139				20.1	10.2	8.9					
	138				16.9	0.9	6.4					
	1237				7.9	3.0	1.0					
	1238				7.1	1.8	1.0					
	155				16.0	3.7	1.5					
	157				17.1	1.7	3.6					
	154				17.8	3.0	2.4					
	156				18.4	1.2	4.2					
	153				21.1	5.7	6.1					
	152				21.9	2.0	7.0					

TABLA 2.7: Cargas y Predimensionamiento de Zapatas

5.3.8.3 Verificación de la capacidad portante del terreno con el programa SAFE

En el programa SAFE se verificara si se cumple con la presion maxima en el terreno con los datos calculados, si no se cumpliera se volvera a predimensionar y recalculer los datos de ingreso necesarios para el analisis en el programa. En la siguiente figura se muestra el dimencioanmiento final.

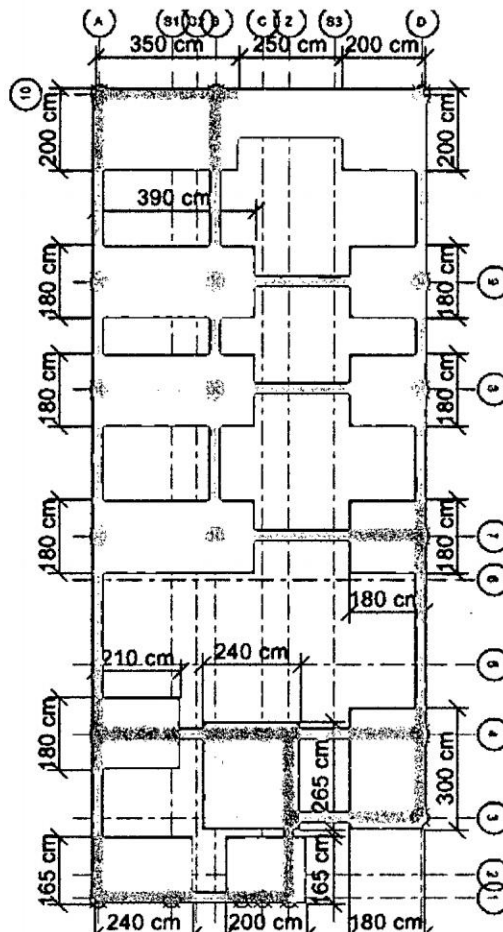


Figura 5.41: Dimensionamiento final de la cimentación

Características finales para cumplir con la capacidad portante del terreno.

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 m$

Entonces finalmente se tienen los siguientes resultados, del programa SAFE.

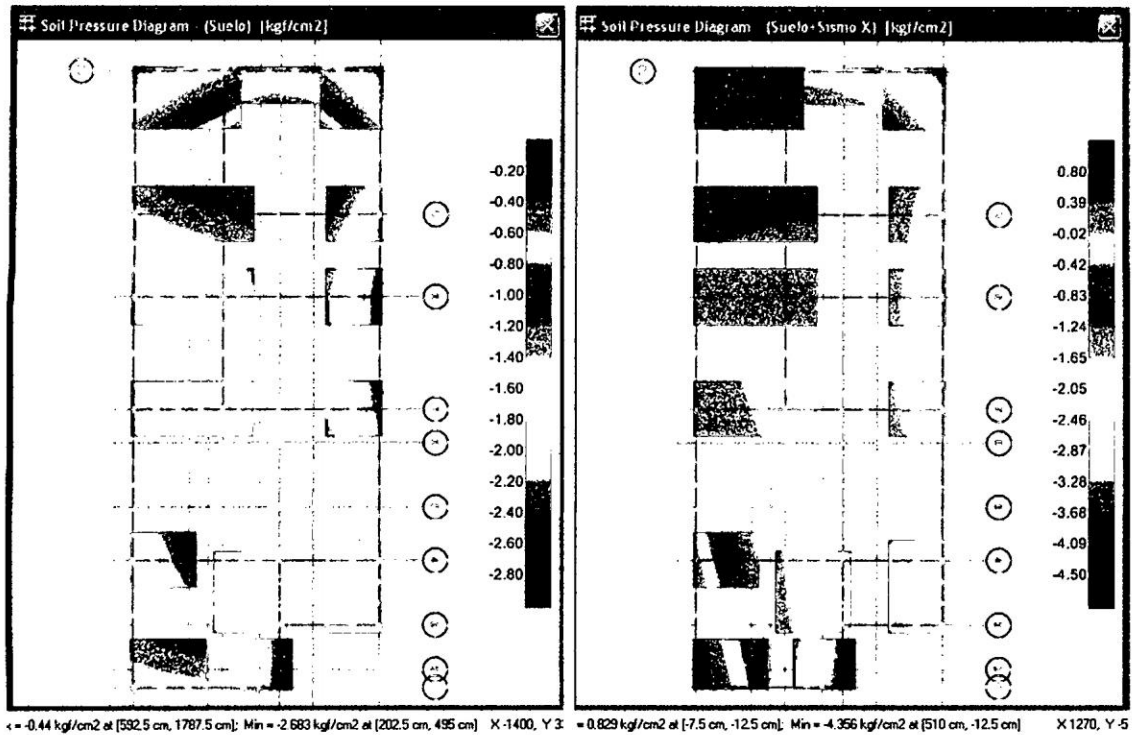


Figura 5.42: Diagrama de presiones en el terreno bajo estado de cargas de servicio-lado

Izquierdo considerando sismo-lado derecho

Zapata	Df m	L m	B m	qadm Kg/cm2	SC Kg/m2	Peralte hf m	qnetas SS Kg/cm2	SAFE-SS Kg/cm2		qnetas CS Kg/cm2	SAFE-CS Kg/cm2	
								qmax.	qmin.		qmax.	qmin.
Z-1	1.50	2.40	1.65	3.12	200	0.70	2.75	-1.65	-1.02	3.68	0.83	-1.07
Z-2	1.50	2.10	1.80	3.27	200	0.70	2.90	-2.68	-1.40	3.88	0.34	-1.91
Z-3	1.50	3.90	1.80	3.08	200	0.70	2.71	-2.00	-1.69	3.64	-1.83	-1.27
Z-4	1.50	3.50	2.00	3.24	200	0.70	2.87	-2.41	-0.46	3.84	-0.97	-0.44
Z-5	1.50	2.00	2.00	3.42	200	0.70	3.05	-2.48	-0.44	4.07	-3.88	-0.65
Z-6	1.50	1.80	1.80	3.34	200	0.70	2.97	-2.45	-1.24	3.97	-2.43	-1.40
Z-7	1.50	3.00	1.80	3.15	200	0.70	2.78	-1.90	-1.65	3.72	-3.15	-1.96
Z-8	1.80	2.00	1.65	3.68	200	0.70	3.24	-2.52	-1.56	4.35	-4.36	-1.39
Z-9	1.50	2.65	2.40	3.55	200	0.70	3.18	-2.03	-1.47	4.24	-2.59	-1.38

Tabla 2.8: reacción del terreno en las Zapatas para cargas de servicio sin sismo (SS) y con sismo (CS)

De la figura se puede concluir que en las cimentaciones corridas la mayor presión en el terreno, se observa en la zapata Z-2 de 2.683 Kg/cm^2 , cuya capacidad neta permisible es de 2.90 Kg/cm^2 . El programa SAFE permite ver escalonadamente el diagrama de presiones del terreno y verificar que sea menor o igual a la capacidad neta permisible.

5.3.8.4 Verificación del asentamiento diferencial con el programa SAFE

El asentamiento diferencial máximo de la cimentación para porticos de concreto armado en el edificio en análisis sería entre $0.4 - 1.03\text{cm}$, en la siguiente figura se observa que el asentamiento del terreno es menor a 1.03cm , por lo tanto es aceptable los valores de asentamiento en la cimentación del edificio en análisis.

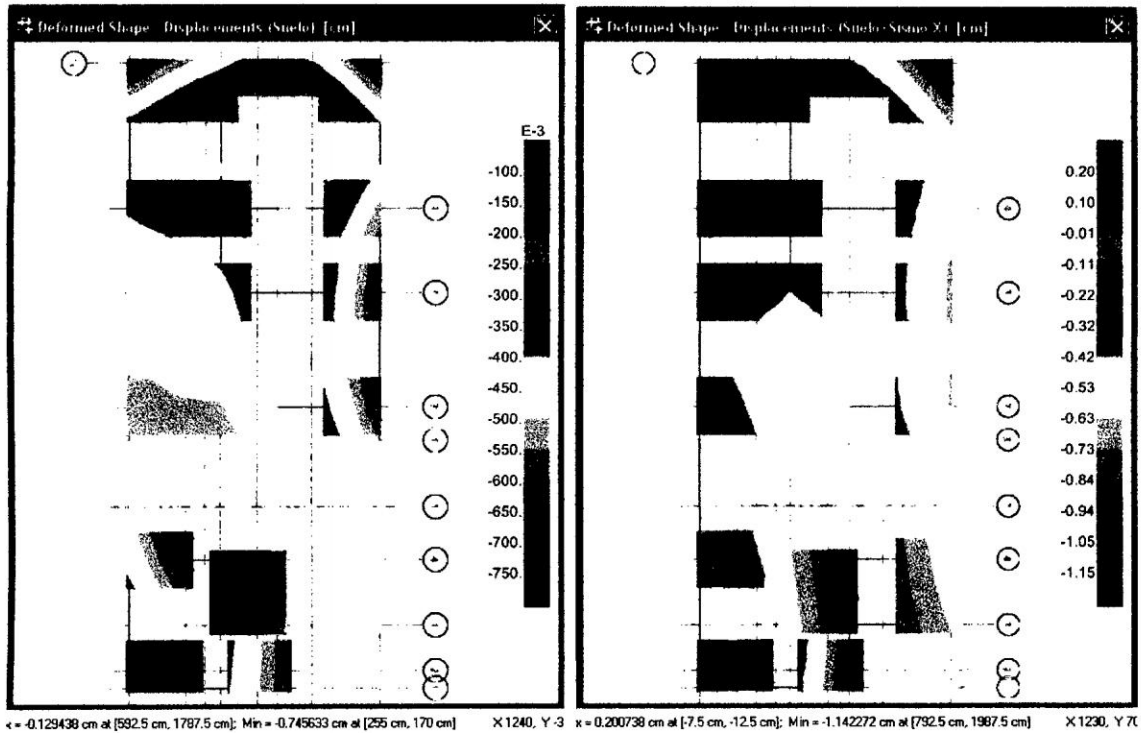


Figura 5.43: Diagrama de asentamientos en el terreno bajo estado de cargas de servicio, sin considerar el sismo ($\delta_{max} = 0.75\text{ cm}$) y considerando el sismo en la dirección X-X ($\delta_{max} = 1.14\text{ cm}$)

5.3.8.5 Diseño por corte.

Para la zapata Z-1 de ancho $B = 1.65\text{m}$ que es la dimensión más pequeña de toda las zapatas, calculamos la fuerza cortante que resiste esta sección cuyo pérlate de las zapatas son $h = 0.70\text{m}$ es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 165 * (70 - 10) \rightarrow \phi V_c = 64.63Tn$$

Y para la losa de conexión entre las zapatas Z-4 y Z-5 es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 120 * (70 - 10) \rightarrow \phi V_c = 47.00Tn$$

Del programa SAFE se obtienen las fuerzas cortantes como muestra la siguiente figura.

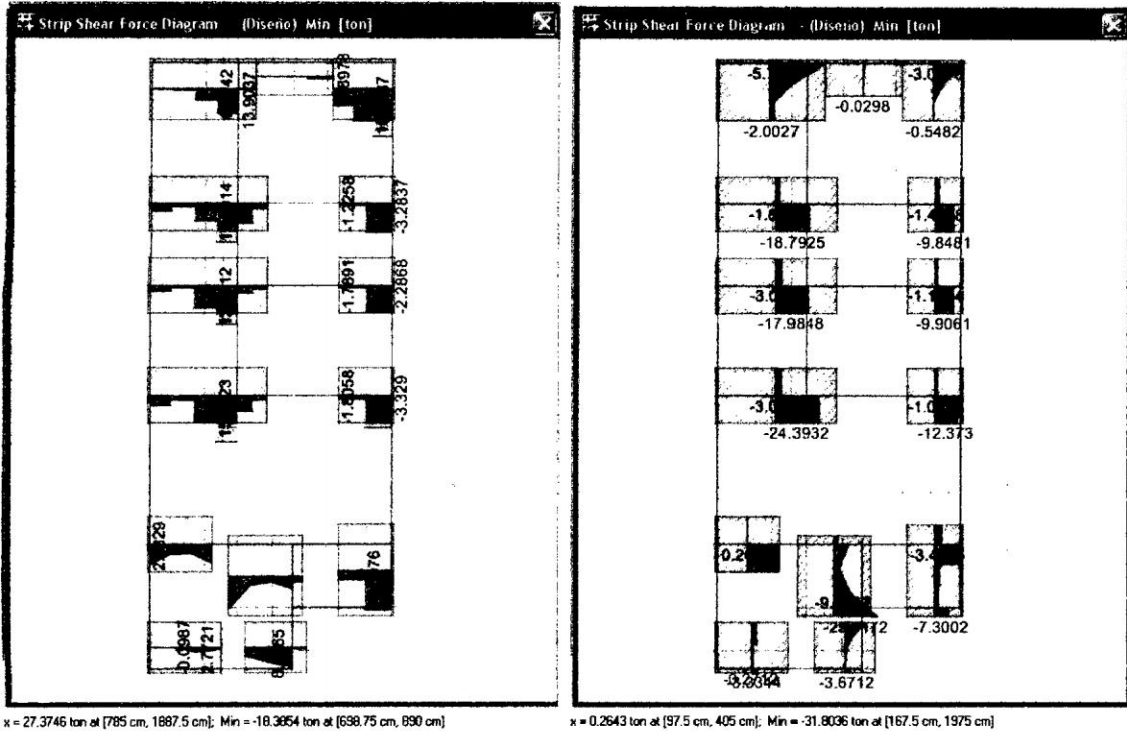


Figura 5.44: Diagrama de fuerza cortante en el eje X-X y en el eje Y-Y

De la figura la fuerza cortante última máxima se presenta en la zapata Z-5 que es de:

$$V_u = 27.37 Tn$$

$$\therefore V_u = 27.37 Tn \leq \phi V_c = 78.34 Tn \dots Ok$$

5.3.8.6 Diseño por Punzonamiento

En este caso se calculara para la zapata Z-6.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 225 * (70 - 10) \rightarrow \phi V_c = 176.27 Tn$$

$$V_u = 18.39 Tn$$

$$\therefore V_u = 18.39 Tn \leq \phi V_c = 176.27 Tn \dots Ok$$

El programa SAFE verifica la relación de la fuerza cortante resistente entre la fuerza cortante última sea menor a la unidad de la siguiente manera.

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{18.39}{176.27} = 0.104 \leq 1.0 \dots Ok$$

La siguiente figura muestra el diseño por Punzonamiento de las zapatas.

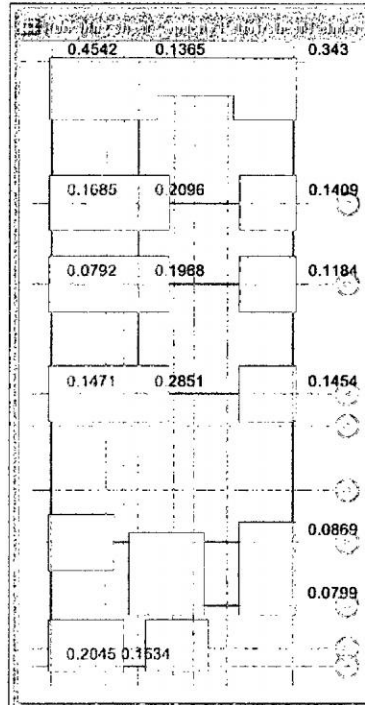
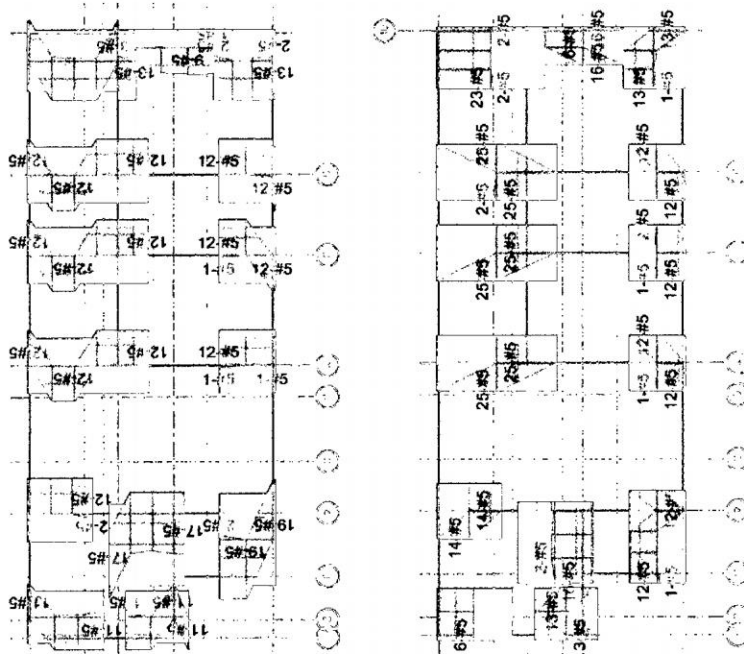


Figura 5.45: relación de fuerza cortante Resistente y cortante último-Punzonamiento

5.3.8.7 Diseño por flexión



5.46: Refuerzo en las Zapatas

La siguiente figura muestra el diseño final de las zapatas aisladas, combinadas y conectadas

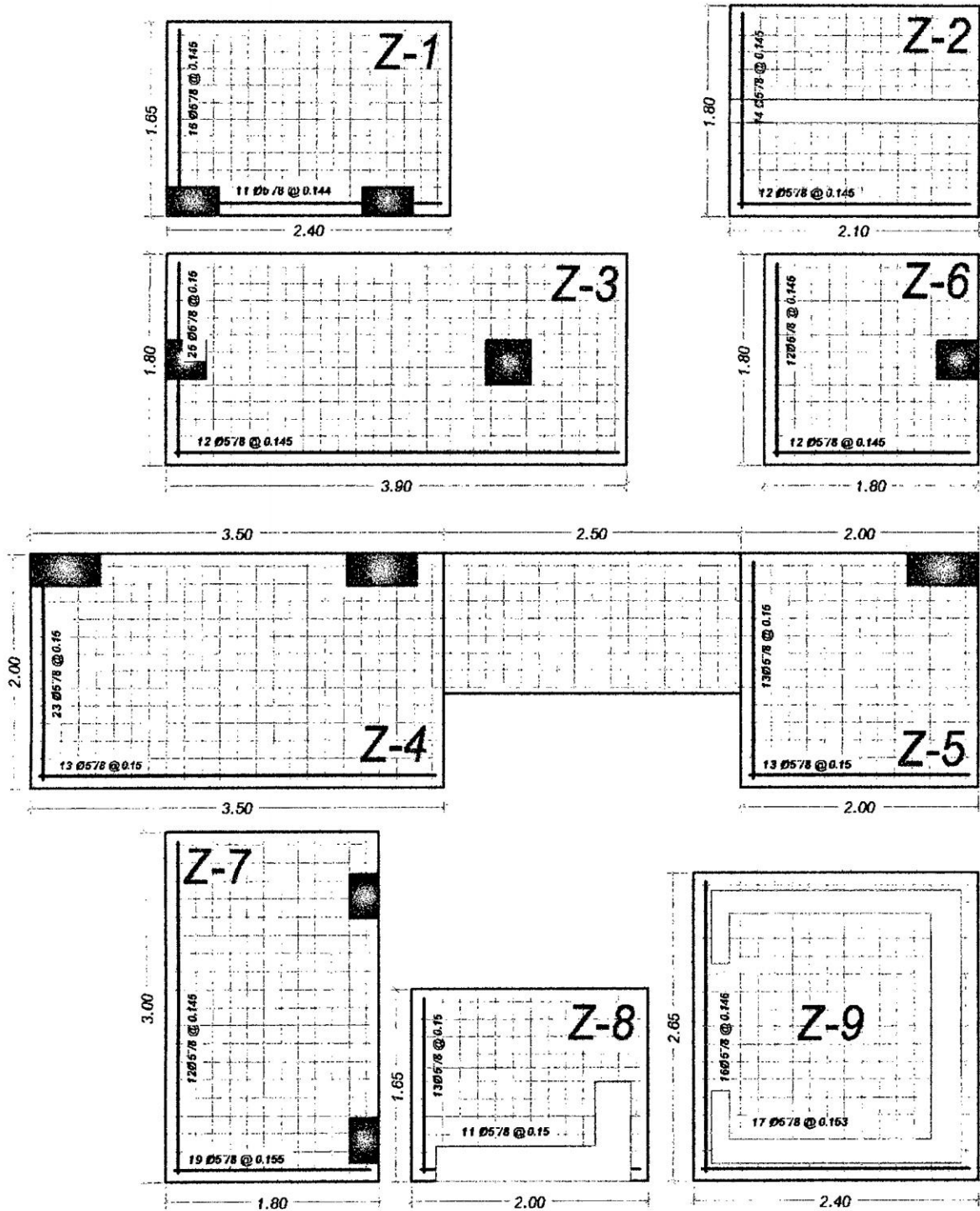


Figura 5.47: Armado de las Zapatas de los muros de concreto armado

CAPITULO VI

ANALISIS DE PERFORMANCE

6.1 INTRODUCCION DEL ANÁLISIS DE PERFORMANCE

En este capítulo se verifica el diseño de los elementos estructurales de las columnas y vigas, primero se revisa que cumpla con la revisión de columna fuerte y viga débil, indicado en el reglamento nacional de edificaciones norma E.060 y en el ACI 318 08, para el cual se utiliza el programa Etabs el cual verifica la relación estipulada en las normas que sean menores que la unidad, esto es verificado paso a paso manualmente para la columna C-1, si no se cumple con la relación se tendrá que incrementar el peralte o incrementar el refuerzo de las columnas o también disminuir el peralte de las vigas. Luego de cumplir con la revisión de columna fuerte y viga débil, se realiza el análisis de interacción suelo estructura con fines de comparar los resultados que se obtienen con base flexible y con base rígida.

También se verifica con un análisis lineal aproximado el punto de fluencia de la estructura, dicho análisis se realiza con un espectro elástico y con secciones efectivas para ver si la estructura está trabajando en un rango lineal como se esperaba en los análisis estructurales realizados, el cual se verificara con un análisis no lineal.

Finalmente se realiza un análisis no lineal estático (Pushover) con fines de verificar de que pasaría si no se cumpliera con los valores de comprobación de con la revisión de columna fuerte y viga débil, para el cual se realizan comparaciones con una estructura de diseño

inicial que cumple con toda las indicaciones del reglamento nacional de edificaciones pero menos con el principio de columna fuerte/viga débil y otra estructura que tiene un diseño final y cumple con el principio de columna fuerte/viga débil.

6.2 SENSIBILIDAD EN LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA.

Se realiza para dos tipos de unidades de AFA, AFI y para f'_m máximos y mínimos.

6.2.1 Sensibilidad De La Configuración Estructural Por Número De Pisos Como Máximo-AFA.

La siguiente figura muestra la configuración estructural que cumple con la deriva máxima, indicado en la norma E.30.

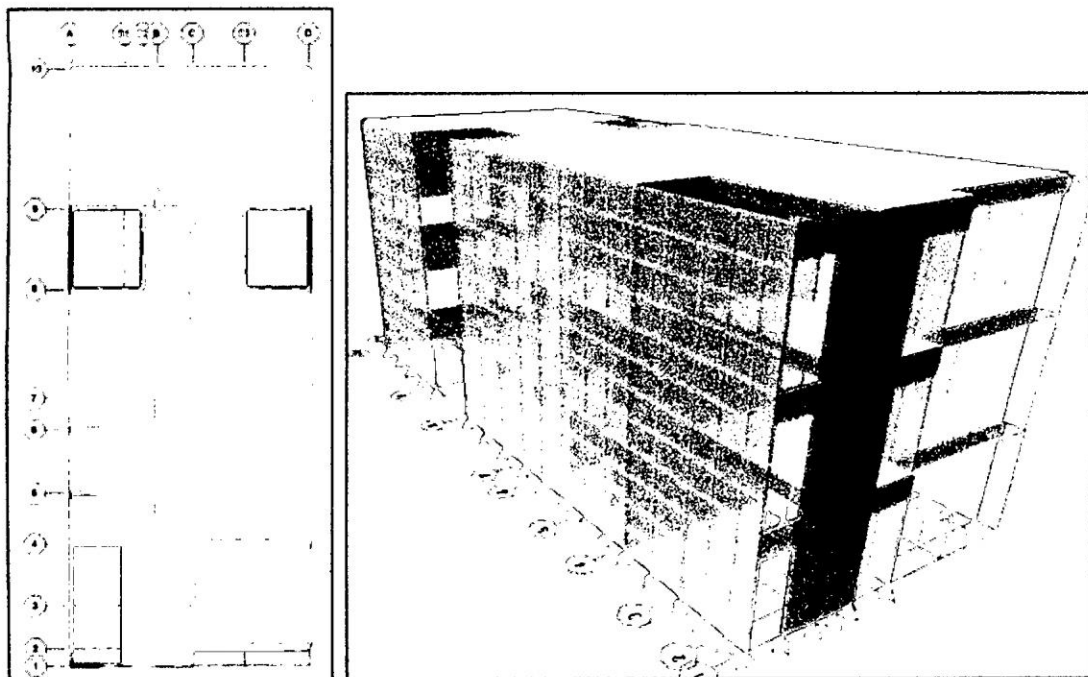


Figura 6.1: configuración estructural inicial que cumple con la deriva máxima

De la figura 6.1 y de las siguientes tablas se concluye que utilizando para los muros portantes de albañilería confinada unidades de albañilería de fabricación artesanal solo se garantiza la rigidez del edificio hasta un nivel máximo de 3 pisos. El cual inicialmente se podría evaluar con la densidad mínima de muros con que debe contar el edificio.

Las siguientes tablas muestran las derivas máximas de entrepiso y la densidad de muros.

DATOS ETABS					Dirección X-X	Dirección Y-Y
Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY3	Max Drift X	SEVERO	0.002122		0.00477	
STORY3	Max Drift Y	SEVERO		0.000704		0.00158
STORY2	Max Drift X	SEVERO	0.002114		0.00476	
STORY2	Max Drift Y	SEVERO		0.000713		0.00160
STORY1	Max Drift X	SEVERO	0.001601		0.00360	
STORY1	Max Drift Y	SEVERO		0.000569		0.00128

Tabla 6.1: deriva máxima de entropiso

Dirección X-X				Dirección Y-Y			
Muro	L (m)	t (m)	L*t	Muro	L (m)	t (m)	L*t
1X	2.05	0.115	0.24	1Y	12.700	0.115	1.46
2X	4.15	0.115	0.48	2Y	4.800	0.115	0.55
3X	2.05	0.115	0.24	3Y	2.250	0.115	0.26
4X	1.95	0.115	0.22	4Y	3.750	0.115	0.43
5X	4.00	0.115	0.46	5Y	3.750	0.115	0.43
6X	1.80	0.115	0.21	6Y	1.750	0.115	0.20
7X	1.80	0.115	0.21	7Y	1.550	0.115	0.18
8X	8.00	0.115	0.92	8Y	2.700	0.115	0.31
	0.80			9Y	1.950	0.115	0.22
				10Y	12.000	0.115	1.38
				11Y	4.800	0.115	0.55
$\Sigma(Ac*Nm) / Ap =$			0.021	$\Sigma(Ac*Nm) / Ap =$			0.043
ZUSN/56 =			0.019	ZUSN/56 =			0.019
Condición			ok	Condición			ok

Tabla 6.2: densidad de muros

Verificando la capacidad de resistencia de los muros de albañilería se ha observado que los muros 1X, 2X, 5X, 6X, 7X, 6Y, 7Y, 9Y y 10Y del primer piso y los muros 1X, 7X y 7Y del segundo piso no cumplen con la verificación por carga vertical. El muro 2X no cumple con el control de fisuración por corte en los dos primeros pisos. A estos muros que no cumplen, se tuvo que cambiar de sección de soga a cabeza y en otros casos bajar la altura de muro con incremento de los peraltes de las vigas soleras.

La siguiente figura muestra la configuración estructural final que cumple con la rigidez y resistencia de los muros de albañilería, en la figura derecha se observa la configuración del primer y segundo nivel y en el centro se observa la configuración estructural del tercer piso.

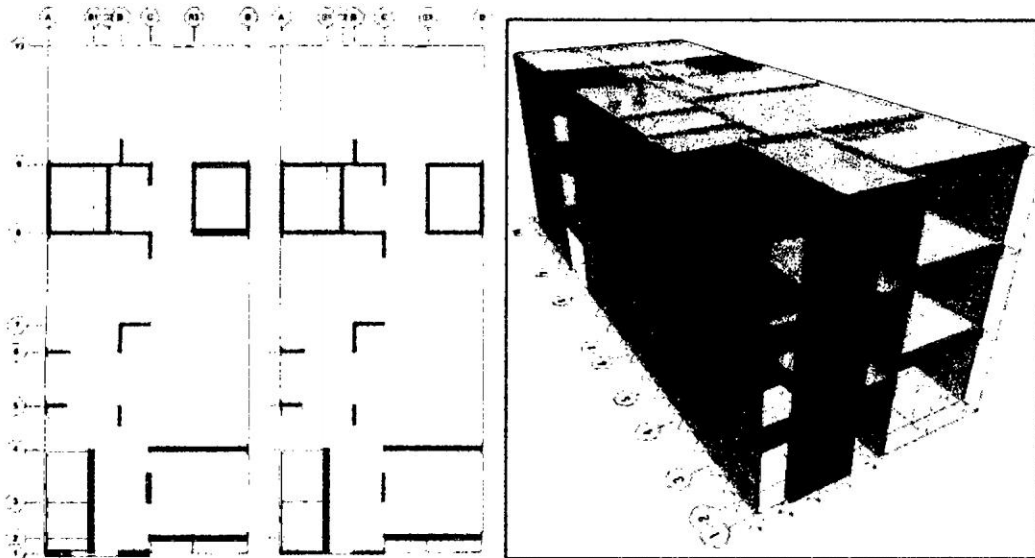


Figura 6.2: configuración estructural final que cumple con la rigidez y resistencia

Si al edificio con configuración estructural final le consideremos el 100% de su modulo de elasticidad y le añadimos un piso mas entonces no cumplirá con la deriva máxima ($D_x = 0.0054 > 0.005$) para el cual se tendría que cambiar algunos muros de soga a cabeza como muestra la siguiente figura, para cumplir con la deriva máxima $0.0047 < 0.005$.

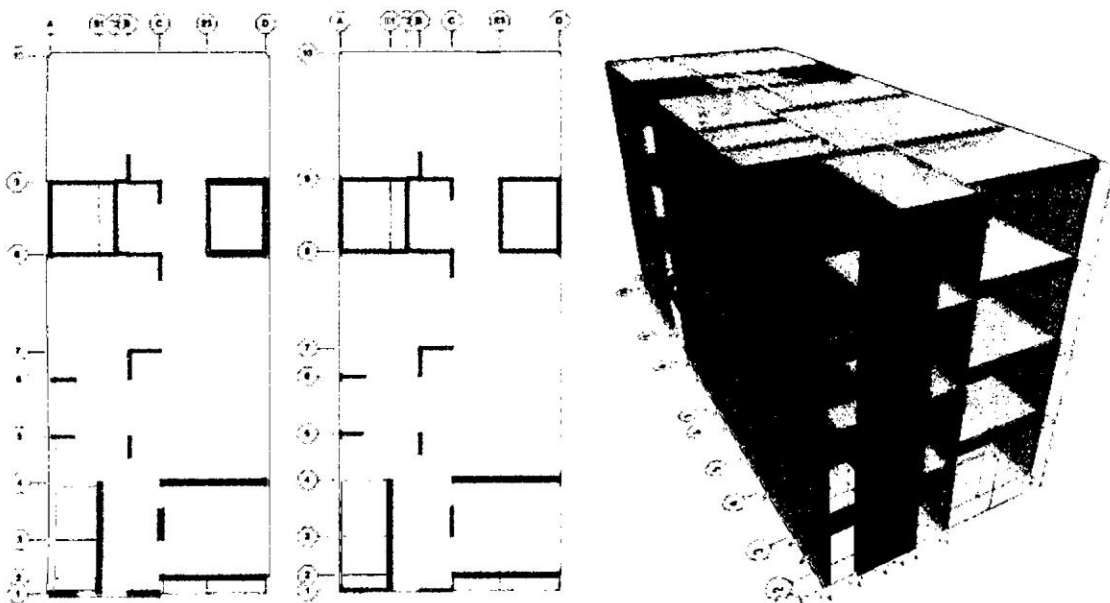
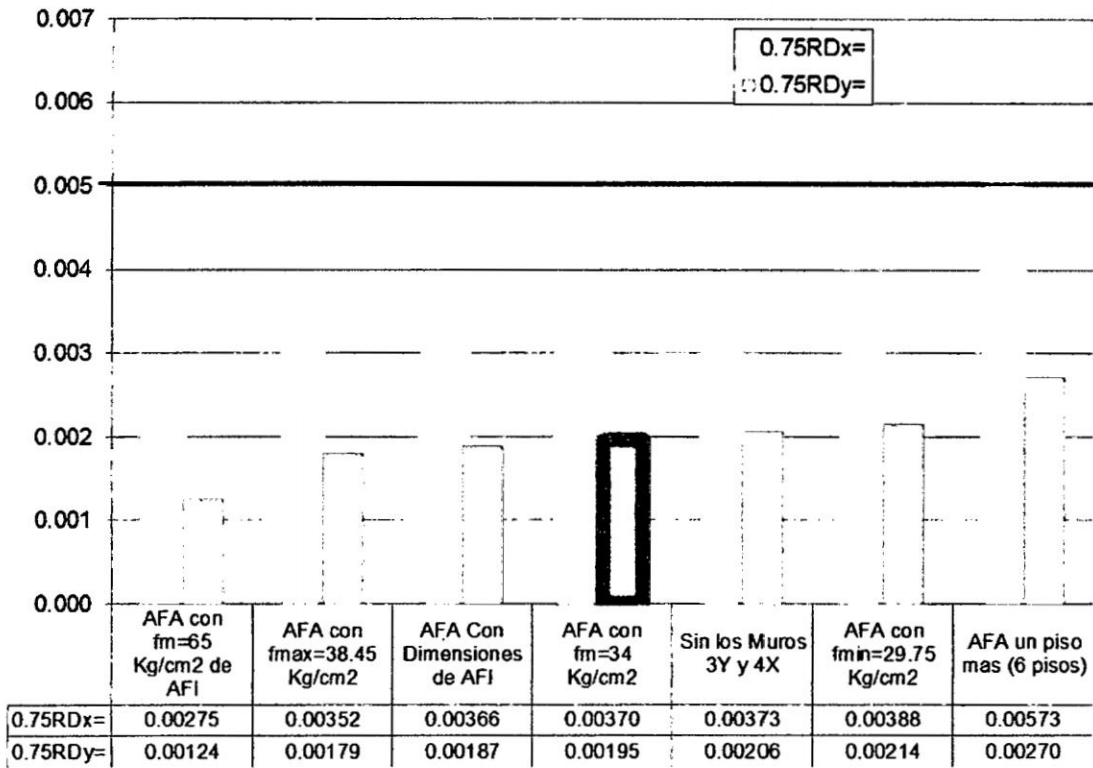


Figura 6.3: configuración estructural final que cumple con la rigidez para cuatro pisos

6.2.2 Sensibilidad De La Configuración Estructural De 5 Pisos.

En este caso solo tratando el edificio de 5 pisos de configuración estructural final con unidades de AFA que se vio en los capítulos III, IV y V, con el 75% de su modulo de elasticidad y del edificio de 5 pisos de configuración estructural final con unidades de AFI que se vio en el capítulo IV.

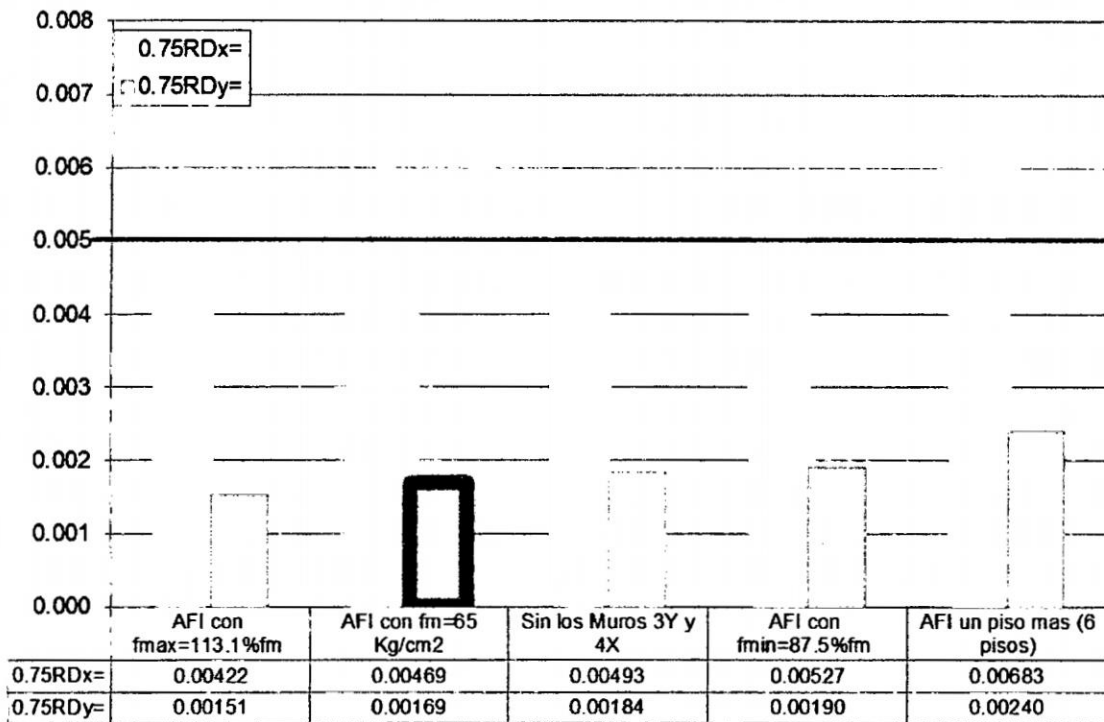


Grafica 6.1: Sensibilidad de configuración estructural del edificio-01 con unidades de AFA

De la grafica se observa lo siguiente.

- 1.- Cuando se incrementa la resistencia f'_m al valor de la unidad de AFI, el control de deriva disminuye en 26% en el eje X.
- 2.- Cuando se cambia de dimensiones a las unidades de albañilería 0 cuando se incrementa la resistencia f'_m al máximo promedio, el control de deriva disminuye en 1-5% respectivamente en el eje X.
- 3.- Al eliminar los muros interiores 3Y y 4X o cuando se disminuye la resistencia f'_m al mínimo promedio, el control de deriva aumenta en 1-5% respectivamente en el eje X.

4.- Cuando se incrementa un nivel más (6 pisos), el control de deriva aumenta en 55% en el eje X.



Grafica 6.2: Sensibilidad de configuración estructural del edificio con unidades de AFI

De la grafica se observa lo siguiente.

- 1.- Cuando se incrementa la resistencia f'_m en un 13.1% se observa que el control de deriva disminuye en 10% en el eje X.
- 2.- Al eliminar los muros interiores 3Y y 4X el control de deriva aumenta en 5% en el eje X.
- 3.- Cuando se disminuye la resistencia f'_m en un 12.5% se observa que el control de deriva aumenta en 12% en el eje X.
- 4.- Cuando se incrementa un nivel más (6 pisos), el control de deriva aumenta en 46% en el eje X.

En el edificio de albañilería confinada de configuración estructural final con unidades de AFA, se vio hasta qué punto se podría alterar la configuración estructural del edificio-01 el cual fue de la siguiente manera.

El muro 1X se remplazo por una columna de 25X40cm, se ha eliminado los muros 4X y 3Y y finalmente se le agrego un nivel mas en la parte posterior del edificios como muestra la siguiente figura.

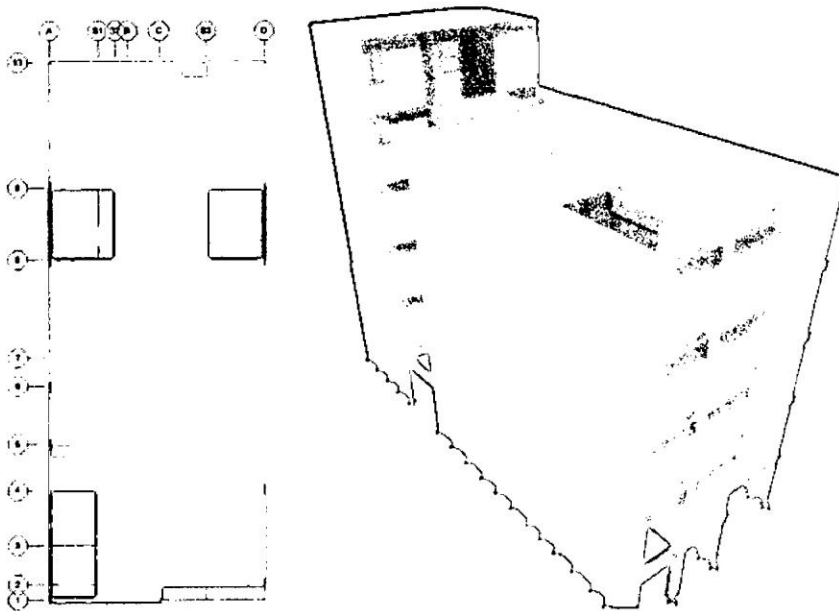


Figura 6.4: Alteración de la configuración estructural del edificio-01, AFA

DATOS ETABS					Direccion X-X	Direccion Y-Y
Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY6	Max Drift X	SEVERO	0.001524		0.00343	
STORY6	Max Drift Y	SEVERO		0.001226		0.00276
STORY5	Max Drift X	SEVERO	0.001868		0.00420	
STORY5	Max Drift Y	SEVERO		0.000956		0.00215
STORY4	Max Drift X	SEVERO	0.001839		0.00414	
STORY4	Max Drift Y	SEVERO		0.000973		0.00219
STORY3	Max Drift X	SEVERO	0.001657		0.00373	
STORY3	Max Drift Y	SEVERO		0.000946		0.00213
STORY2	Max Drift X	SEVERO	0.001271		0.00286	
STORY2	Max Drift Y	SEVERO		0.000691		0.00155
STORY1	Max Drift X	SEVERO	0.000615		0.00138	
STORY1	Max Drift Y	SEVERO		0.000433		0.00097

Tabla 6.3: Deriva máxima de entrepiso con alteración en la configuración estructural-AFA

La siguiente figura muestra la alteración de la configuración estructural de albañilería confinada con unidad de AFI, del edificio de 5 pisos, cuando se le incrementa un nivel más.

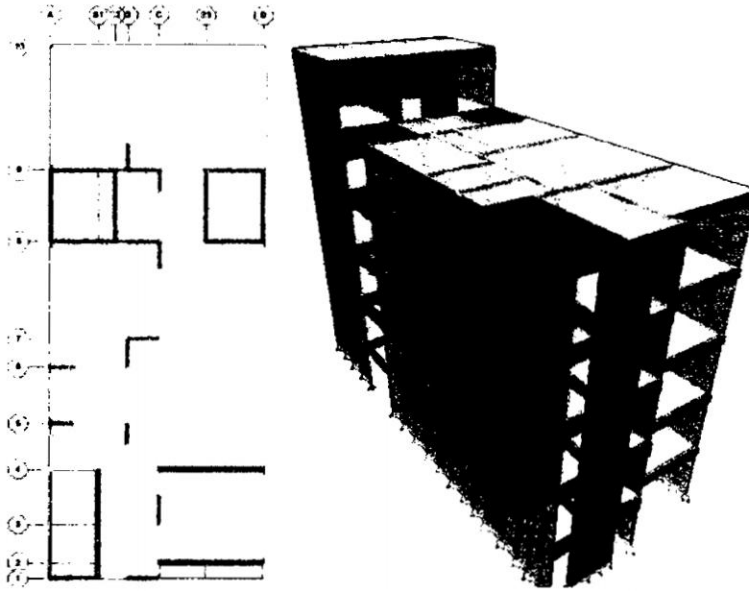


Figura 6.5: Alteración de la configuración estructural del edificio 5 pisos-AFI

Story	DATOS ETABS				Direccion X-X	Direccion Y-Y
	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY6	Max Drift X	SEVERO	0.000791		0.00178	
STORY6	Max Drift Y	SEVERO		0.000799		0.00180
STORY5	Max Drift X	SEVERO	0.002125		0.00478	
STORY5	Max Drift Y	SEVERO		0.000776		0.00175
STORY4	Max Drift X	SEVERO	0.002177		0.00490	
STORY4	Max Drift Y	SEVERO		0.000804		0.00181
STORY3	Max Drift X	SEVERO	0.002071		0.00466	
STORY3	Max Drift Y	SEVERO		0.000772		0.00174
STORY2	Max Drift X	SEVERO	0.001406		0.00316	
STORY2	Max Drift Y	SEVERO		0.000636		0.00143
STORY1	Max Drift X	SEVERO	0.000743		0.00167	
STORY1	Max Drift Y	SEVERO		0.000418		0.00094

Tabla 6.4: Deriva máxima de entrepiso con alteración en la configuración estructural-AFI

Entonces se concluye de las figura 6.4 y 6.5 y de las tablas 6.3 y 6.4, que en el edificios de albañilería de 5 pisos con unidades de AFA el aporte de los muros de concreto armado incrementan la rigidez del edificio, a pesar de las alteraciones estructurales en los posibles lugares a ocurrir no altera considerablemente la rigidez del edificio. En caso de edificio de albañilería confinada sin ningún muros de concreto armado se observa que la alteración en

su estructura disminuye considerablemente la rigidez del edificio como se ha observado en los edificios de albañilería confinada con unidades de AFI.

6.3 VERIFICACION DE LA RESITENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO-01 DE ALBAÑILERÍA CONFINADA (AFA)

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio de albañilería confinada, en cada entrepiso y en cada dirección principal del edificio se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo.

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Entonces la siguiente figura muestra las fuerzas cortantes por sismo severo en cada nivel en el edificio-01 (AFA).

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY5	SEVERO	Top	0.00	46.13	45.39	468.646	0.000	0.000
STORY5	SEVERO	Bottom	0.00	46.13	45.39	468.646	122.542	124.558
STORY4	SEVERO	Top	0.00	85.85	87.10	894.292	122.542	124.558
STORY4	SEVERO	Bottom	0.00	85.85	87.10	894.292	355.080	354.436
STORY3	SEVERO	Top	0.00	112.19	116.33	1179.166	355.080	354.436
STORY3	SEVERO	Bottom	0.00	112.19	116.33	1179.166	662.207	650.856
STORY2	SEVERO	Top	0.00	130.37	136.59	1388.121	662.207	650.856
STORY2	SEVERO	Bottom	0.00	130.37	136.59	1388.121	1019.236	990.933
STORY1	SEVERO	Top	0.00	139.81	148.06	1511.294	1019.236	990.933
STORY1	SEVERO	Bottom	0.00	139.81	148.06	1511.294	1405.462	1354.758

Figura 6.6: fuerza cortante por sismo severo en cada nivel

Piso	X-X		Y-Y	
	$\sum V_{mi}$ (Tn)	VEI (Tn)	$\sum V_{mi}$ (Tn)	VEI (Tn)
5	129.03	46.15	202.84	45.41
4	133.55	85.86	213.35	87.13
3	137.35	112.19	224.38	116.36
2	165.40	130.37	339.99	136.62
1	170.87	139.80	356.30	148.09

Tabla 6.5: Verificación de resistencia al corte del edificio-E.070-26.4

Los resultados de la tabla 6.1, cuyos valores de $\sum V_{mi}$ en cada nivel vendría a ser la verdadera medida de densidad de muros al cumplir con la ecuación $\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$ se garantiza que después de un sismo severo, los muros queden en estado reparable y ante la acción de un sismo moderado, la estructura se comporte en el rango elástico.

6.4 DESPLAZAMIENTO MAXIMO Y PUNTO DE DESEMPEÑO APROXIMADO CON PROCEDIMIENTOS LINEALES-ALBAÑILERÍA CONFINADA

Se calculara el punto máximo y el punto de fluencia tentativo con un procedimiento lineal en este caso con un análisis modal de respuesta espectral, para el cual se utilizara las rigideces efectivas de los elementos Sismoresistentes y con el espectro de elástico.

6.4.1 Punto De Fluencia

De acuerdo a la tabla 6.5 del FEMA 356, ATC-40 y el ASCE/SEI 41-06, se trabajara con las siguientes rigideces efectivas para.

✓ Vigas no pretensadas

Rigidez a flexión : $0.5E_cI_g$

Rigidez a Corte : $0.4E_cI_g$

Rigidez a la Torsión : *No se considera*

✓ Muros de concreto

Rigidez a flexión : $0.5E_cI_g$

Rigidez a Corte : $0.5E_cI_g$

En caso de muros de muros de albañilería se trabajara con las siguientes propiedades.

Con sección no agrietada:

Modulo de Elasticidad ($E_m = 500f'_m$) : 17000 Kg/cm^2

Con sección agrietada:

Modulo de Elasticidad ($0.75E_m$) : 12750 Kg/cm^2

El punto de fluencia se aproximará usando los resultados de los primeros modos de vibración para ambas direcciones, Utilizaremos las ecuaciones básicas de la dinámica estructural según el ATC-40 del ítem 8.2.2.1.1, los cuales ya fueron descritas en capítulo de teoría.

Modo 01 T = 0.424 Sa = 8.829 Sd = 0.040										
Nivel	Masa	Peso	ϕ_1	Masa x ϕ_1	Masa x ϕ_1^2	PF _{1i}	a _{1i}	F _{1i}	V	Desp.
1	15.16	148.75	0.02	0.28	0.01	0.14	1.19	18.08	402.41	0.005
2	14.14	138.67	0.05	0.76	0.04	0.39	3.47	49.01	384.33	0.016
3	13.04	127.95	0.10	1.31	0.13	0.73	6.45	84.14	335.32	0.029
4	13.04	127.95	0.15	1.94	0.29	1.09	9.60	125.24	251.18	0.044
5	9.81	96.28	0.20	1.95	0.39	1.45	12.83	125.94	125.94	0.059
Σ	65.20	639.59	0.52	6.24	0.86			402.41		
Factor de Participación Modal, PF1 = 7.30 $\alpha_1 = 0.70$ Cortante Total en la Base V ₁ = 402.41 $V_1 / W = 0.63$										

Tabla 6.6: Calculo de la Cortante del punto de Fluencia en la dirección X-X, Usando el valor y vector característico del modo 1 con sección efectiva

Modo 02 T = 0.291 Sa = 8.829 Sd = 0.019										
Nivel	Masa	Peso	ϕ_1	Masa x ϕ_1	Masa x ϕ_1^2	PF _i	a _{1i}	F _{1i}	V	Desp.
1	15.16	148.75	0.02	0.37	0.01	0.18	1.59	24.04	418.36	0.007
2	14.14	138.67	0.06	0.85	0.05	0.44	3.89	54.93	394.32	0.018
3	13.04	127.95	0.11	1.41	0.15	0.79	6.99	91.12	339.39	0.032
4	13.04	127.95	0.15	2.00	0.31	1.12	9.88	128.86	248.28	0.045
5	9.81	96.28	0.19	1.85	0.35	1.38	12.17	119.42	119.42	0.055
Σ	65.20	639.59	0.54	6.49	0.87			418.36		
Factor de Participación Modal, PF1 = 7.46 $\alpha_1 = 0.74$ Cortante Total en la Base V ₁ = 427.57 $V_1 / W = 0.67$										

Tabla 6.7: Calculo de la Cortante del punto de Fluencia en la dirección Y-Y, Usando el valor y vector característico del modo 2 con sección efectiva.

En resumen el punto de fluencia en la dirección X-X es:

Desplazamiento : $\delta_{fluencia} = 5.90cm$

Cortante en la base : $V_x = V_1 = 402.41Tn$

En resumen el punto de fluencia en la dirección Y-Y es:

Desplazamiento : $\delta_{fluencia} = 5.50cm$

Cortante en la base : $V_x = V_1 = 427.57Tn$

6.4.2 Desplazamiento Máximo

Para el cálculo del punto máximo y los factores de modificación para el caso de albañilería confinada ya se describió en el capítulo de teoría entonces utilizando la ecuación descrita se tiene.

Dirección X-X:

$$m = 65.20 \text{ Tn}$$

$$C_0 = 1.0 \text{ (+2 pisos y Preven. De colapso)}$$

$$S_a = 8.829 \text{ m/s}^2$$

$$a = 260$$

$$V_x = 402.41 \text{ Tn}$$

$$b = 3$$

$$R = \frac{65.20 * 8.829}{402.41} = 1.43 \rightarrow C_R = 1 + \frac{1.43 - 1}{260 * 0.424^3} = 1.022$$

Desplazamiento máximo de un análisis modal de respuesta espectral con rigidez inicial y multiplicada dicho desplazamiento por el factor de modificación C_0 y C_R , del Etabs se obtiene.

$$\text{Desplazamiento máximo} : \delta_{max.techo} = 3.33 \text{ cm}$$

$$\delta_{max.} = 1 * 1.022 * 3.3 \rightarrow \delta_{max.} = 3.40 \text{ cm}$$

$$\text{Cortante en la base} : 417.81 \text{ Tn}$$

$$V_{Kex.} = 1 * 1.022 * 417.81 \text{ Tn} \rightarrow V_{Kex.} = 427.00 \text{ Tn}$$

Dirección Y-Y:

$$\text{Desplazamiento máximo} : \delta_{max.techo} = 1.89 \text{ cm}$$

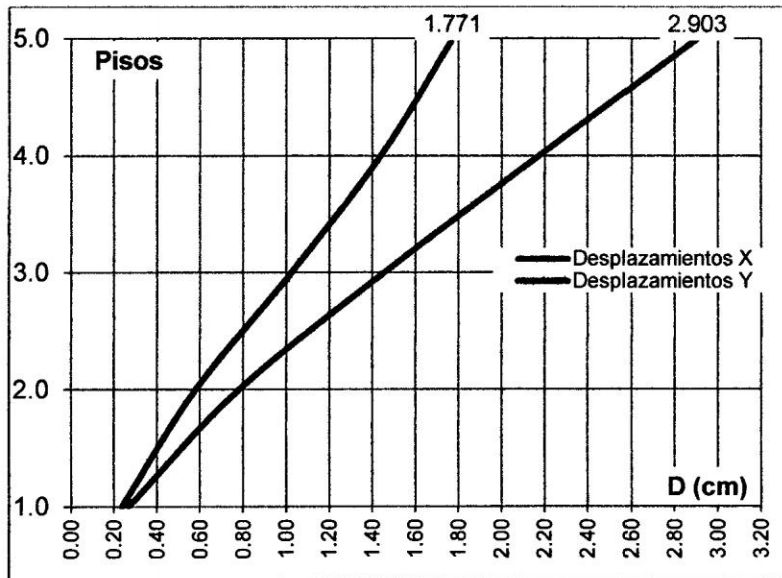
$$\delta_{max.} = 1 * 1.054 * 1.89 \rightarrow \delta_{max.} = 1.99 \text{ cm}$$

$$\text{Cortante en la base} : 445.24 \text{ Tn}$$

$$V_{Key.} = 1 * 1.054 * 445.24 \text{ Tn} \rightarrow V_{Key.} = 469.28 \text{ Tn}$$

6.4.3 Comparación Del Procedimiento Dinámico Lineal

Desplazamiento del procedimiento modal de respuesta espectral del edificio en análisis con espectro inelástico E.030, se observa en la siguiente grafica.



Grafica 6.3: Desplazamientos inelásticos de análisis modal de respuesta espectral

Del grafico se concluye que los desplazamientos son menores a los desplazamientos del punto de fluencia.

Dirección X-X:

$$D_x = 2.903\text{cm} < \delta_{fluencia} = 5.90\text{cm}$$

Dirección Y-Y:

$$D_y = 1.771\text{cm} < \delta_{fluencia} = 5.50\text{cm}$$

Por lo tanto en ambas direcciones la estructura está trabajando elásticamente (como se esperaba) de acuerdo a las metodologías de diseño.

El punto de fluencia calculado con un procedimiento aproximado simplificado elástico se debe de verificar con métodos de análisis no lineal, como se verá más adelante pero en una estructura aporticada por la sencillez de su modelamiento en programas comerciales como el Etabs.

6.5 REVISIÓN DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

De acuerdo a la norma E.060-21.6.2.2 y ACI 318 08-21.6.2.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Se tuvo que cambiar las secciones de algunas vigas incrementar los peraltes y/o refuerzos longitudinales de las columnas para poder cumplir con la ecuación mencionada. Para tal objetivo se tomara como ejemplo de paso a paso de la columna C-1 del eje A-A del tercer nivel, cuyas vigas que llegan a la columna son VP101 y VP106.

Columna C-1(25x40):

Base : $b = 23\text{cm}$

Altura : $h = 43\text{cm}$

Acero : $4\phi 1" + 6\phi 3"/4 \rightarrow A_s = 37.419\text{ cm}^2$

Fuerza Axial : $P_{u-inf} = 90.22\text{ Tn}$

Fuerza Axial : $P_{u-sup} = 66.98\text{ Tn}$

Entonces se obtienen las cargas axiales nominales.

$$P_{n-inf} = 60.983\text{ Tn}$$

$$P_{n-sup} = 43.091\text{ Tn}$$

Del diagrama de interacción de la columna se obtienen los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo.

En el plano XZ

$$M_{n-inf} = 1581.469\text{ Tn} - \text{cm}$$

$$M_{n-sup} = 1846.013\text{ Tn} - \text{cm}$$

En el plano YZ

$$M_{n-inf} = 726.995\text{ Tn} - \text{cm}$$

$$M_{n-sup} = 834.769 \text{ Tn} - \text{cm}$$

Viga VP101 (25x60):

Base : $b = 23\text{cm}$

Altura : $h = 59\text{cm}$

Acero Superior : $4\emptyset 1\frac{1}{2} \rightarrow A_s' = 5.16 \text{ cm}^2$

Acero Inferior : $4\emptyset 1\frac{1}{2} \rightarrow A_s = 5.16 \text{ cm}^2$

Con estos datos calculamos los momentos resistentes nominales positivo y negativo, en este caso serán iguales porque tienen la misma cantidad de acero para la zona tensionada y fraccionada de la viga

Altura de bloque rectangular de esfuerzos de compresión del concreto (a):

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{5.16 * 4200}{0.85 * 350 * 23} = 3.167 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_{nb(VP101)} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5.16 * 4200 * \left(53 - \frac{3.167}{2} \right) = 1114295.1372 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\rightarrow M_{nb(VP101)}^- = M_{nb(VP101)}^+ = 1114.295 \text{ Tn} - \text{cm}$$

Viga VP106 (25x40):

Base : $b = 23\text{cm}$

Altura : $h = 39\text{cm}$

Acero Superior : $3\emptyset 5\frac{1}{8} + 2\emptyset 1\frac{1}{2} \rightarrow A_s' = 8.57 \text{ cm}^2$

Acero Inferior : $3\emptyset 5\frac{1}{8} + 2\emptyset 1\frac{1}{2} \rightarrow A_s = 8.57 \text{ cm}^2$

Altura de bloque rectangular de esfuerzos de compresión del concreto (a):

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{8.57 * 4200}{0.85 * 350 * 23} = 5.26 \text{ cm}$$

Momento nominal resistente:

$$M_{n(VP106)} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8.57 * 4200 * \left(33 - \frac{5.26}{2} \right) = 1093137.78 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\rightarrow M_{nb(VP106)}^- = M_{nb(VP106)}^+ = 1093.138 \text{ Tn} - \text{cm}$$

Revisión de columna fuerte viga débil en el plano XZ

$$\sum M_{nc} = 1581.469 + 1846.013 \rightarrow \sum M_{nc} = 3427.482 \text{ Tn} - \text{cm}$$

$$\sum M_{nb} = M_{nb(VP101)}^- \rightarrow \sum M_{nb} = 1114.296 \text{ Tn} - \text{cm}$$

$$3427.482 \text{ Tn} - \text{cm} \geq 1.2 * 1114.296 \text{ Tn} - \text{cm}$$

$$3427.482 \text{ Tn} - \text{cm} \geq 1337.155 \text{ Tn} - \text{cm} \dots Ok$$

En el programa Etabs se verifica de la siguiente manera.

$$\frac{1.2 \sum M_{nb}}{\sum M_{nc}} \leq 1.0 \rightarrow \frac{1.2 * 1114.296}{3427.482} = 0.39 \leq 1.0 \dots Ok$$

Revisión de columna fuerte viga débil en el plano YZ

$$\sum M_{nc} = 726.995 + 834.769 \rightarrow \sum M_{nc} = 1561.763 \text{ Tn} - \text{cm}$$

$$\sum M_{nb} = M_{nb(VP106)}^- \rightarrow \sum M_{nb} = 1093.138 \text{ Tn} - \text{cm}$$

$$1561.763 \text{ Tn} - \text{cm} \geq 1.2 * 1093.138 \text{ Tn} - \text{cm}$$

$$1561.763 \text{ Tn} - \text{cm} \geq 1311.766 \text{ Tn} - \text{cm} \dots Ok$$

En el programa Etabs se verifica de la siguiente manera.

$$\frac{1.2 \sum M_{nb}}{\sum M_{nc}} \leq 1.0 \rightarrow \frac{1.2 * 1093.138}{1561.763} = 0.84 \leq 1.0 \dots Ok$$

La siguiente figura muestra en resumen lo calculado por el programa Etabs.

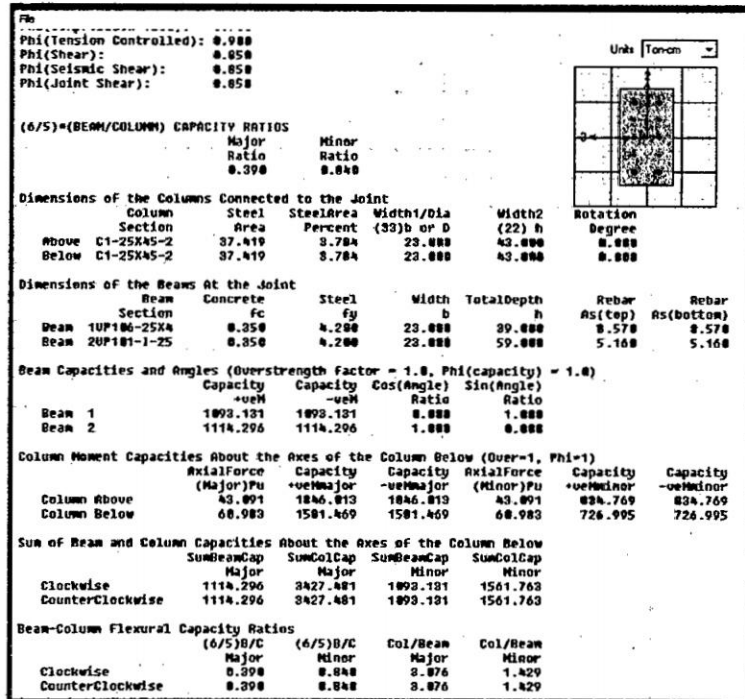


Figura 6.7: Revisión de columna fuerte viga débil con Etabs

La siguiente figura muestra la revisión de columna fuerte viga débil con Etabs en los ejes A-A y 1-1.

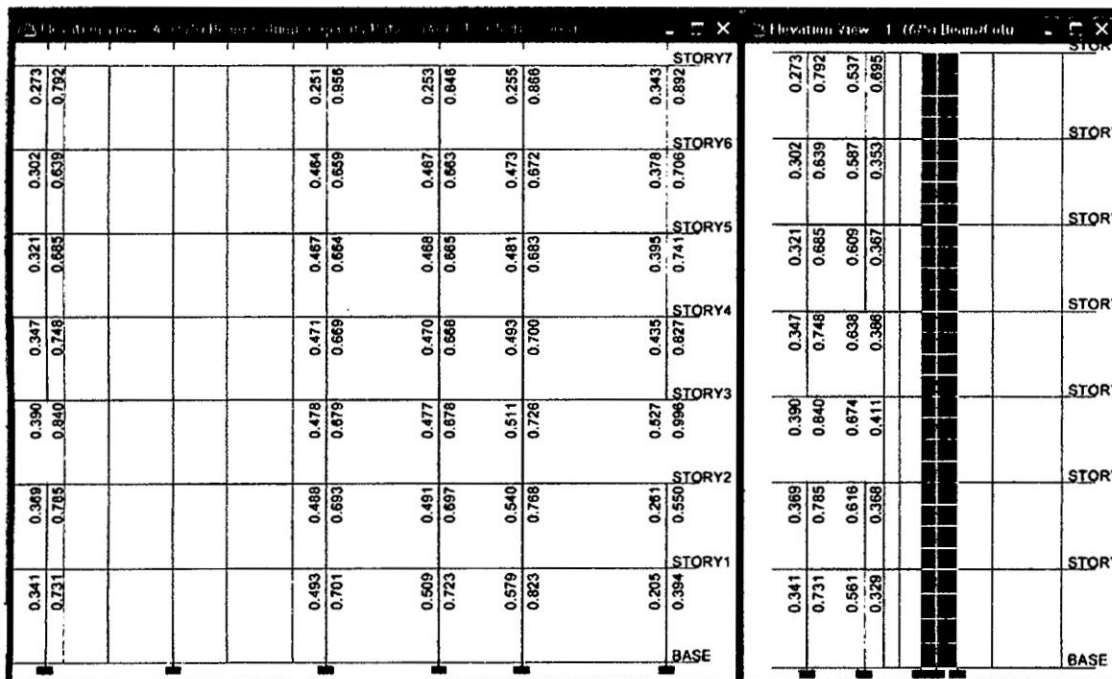


Figura 6.8: Revisión de columna fuerte viga débil con Etabs en el eje A-A y 1-1

La siguiente figura muestra la revisión de columna fuerte viga débil en los ejes B-B y 3-3.

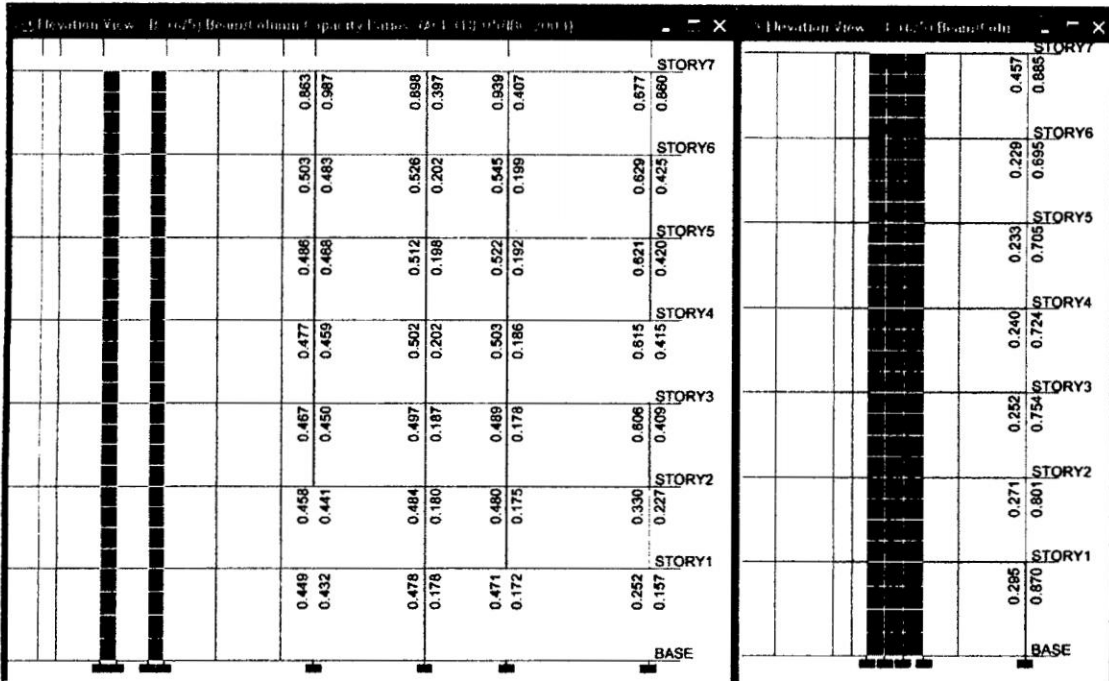


Figura 6.9: Revisión de columna fuerte viga débil con Etabs en el eje B-B y 3-3

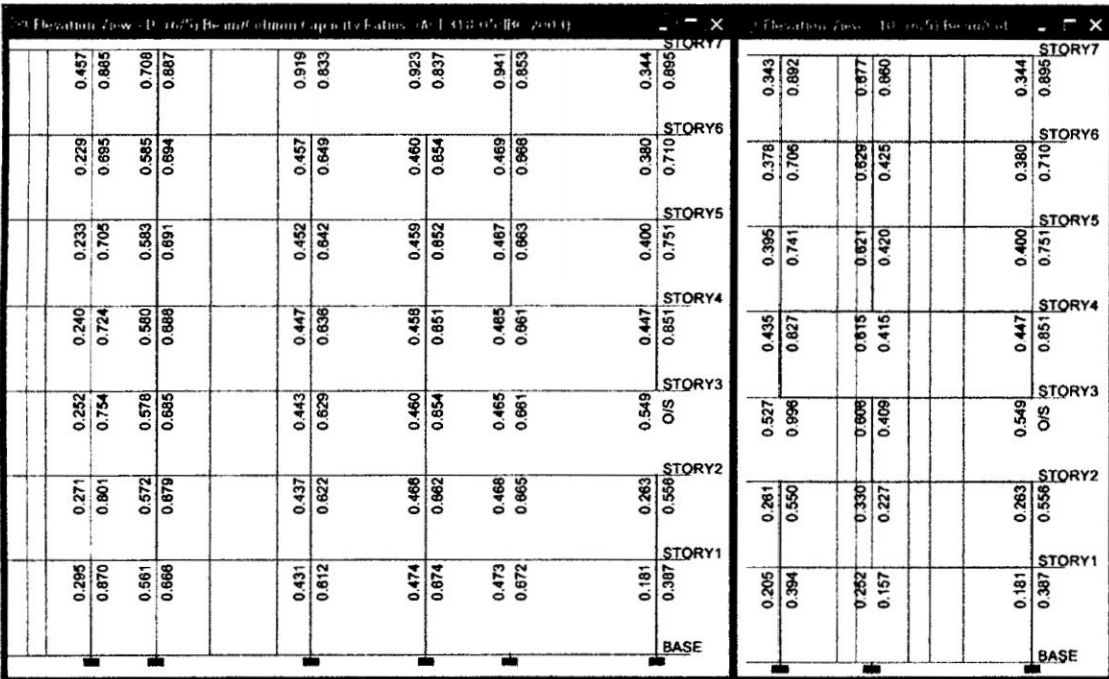


Figura 6.10: Revisión de columna fuerte viga débil con Etabs en el eje D-D y 10-10

En la columna C-4 del tercer nivel aparentemente no cumple pero al ingresar en su resumen de hoja de cálculo este tiene un valor de 1.036, el cual lo pasamos debido a que el valor se aproxima bastante a la unidad.

La siguiente figura muestra la sección final de las columnas que cumplen con la revisión de columna fuerte viga débil.

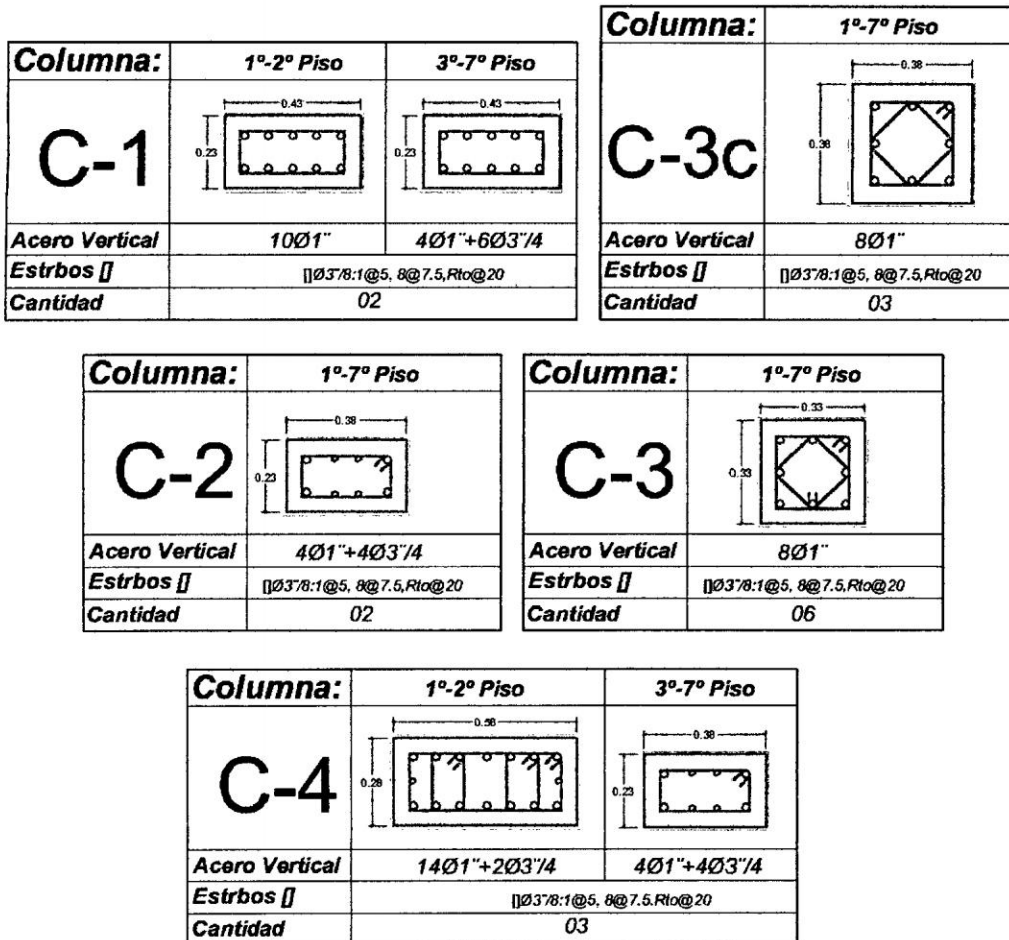


Figura 6.11: sección final de las columnas que cumple con la revisión de columna fuerte viga débil

La sección final de las vigas que cumplen con la revisión de columna fuerte viga débil se observa en los planos que se ubican en el anexo de la presente tesis.

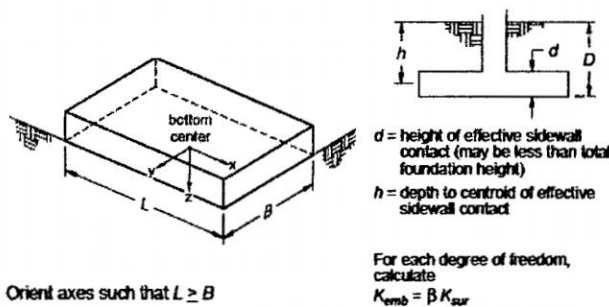
6.6.-INTERACCION SUELO ESTRUCTURA (ISE)

6.6.1 cálculo de las funciones de impedancia, rigidez traslacional y rotacional de los resortes de apoyo en la base.

Para el cálculo de las rigideces en los resortes se tomaran las formulas indicadas en el documento FEMA 356-4.4.2.1.2 para cimentaciones rígidas,

Como ejemplo de paso a paso tomaremos la zapata Z-6.

Datos de la Zapata Z – 6 (1.80X1.80X0.70m)



- Base : $B = 1.80m = 70.866 \text{ pulg}$
- Longitud : $L = 1.80m = 70.866 \text{ pulg}$
- Peralte : $d = 0.70m = 27.559 \text{ pulg}$
- Profundidad : $D = 1.50m = 59.055 \text{ pulg}$
- Modulo de Poisson : $\nu = 0.30$
- Modulo de corte efectivo : $G = 366.52 \text{ Kg/cm}^2 = 5213.14 \text{ Lb/pulg}^2$

Rigidez traslacional

$$K_x = \frac{5213.14 * 70.866}{2 - 0.30} \left[3.4 * \left(\frac{70.866}{70.866} \right)^{0.65} + 1.2 \right] = 999647.93 \text{ Lb/pulg}$$

$$K_y = \frac{5213.14 * 70.866}{2 - 0.30} \left[3.4 * \left(\frac{70.866}{70.866} \right)^{0.65} + 0.4 * \frac{70.866}{70.866} + 0.8 \right] = 999647.9 \text{ Lb/pulg}$$

$$K_z = \frac{5213.14 * 70.866}{1 - 0.30} \left[1.55 * \left(\frac{70.866}{70.866} \right)^{0.75} + 0.8 \right] = 1240246.42 \text{ Lb/pulg}$$

Rigidez rotacional

$$K_{xx} = \frac{5213.14 * 70.866^3}{1 - 0.30} \left[0.4 * \left(\frac{70.866}{70.866} \right) + 0.1 \right] = 1325219141.89 \text{ Lb} - \text{pulg}$$

$$K_{yy} = \frac{5213.14 * 70.866^3}{1 - 0.30} \left[0.47 * \left(\frac{70.866}{70.866} \right)^{2.4} + 0.034 \right] = 1335820895.03 \text{ Lb} - \text{pulg}$$

$$K_{zz} = 5213.14 * 70.866^3 \left[0.53 * \left(\frac{70.866}{70.866} \right)^{2.45} + 0.51 \right] = 1929519070.59 \text{ Lb} - \text{pulg}$$

Factor de corrección por profundidad.

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 * \sqrt{\frac{59.055}{70.866}} \right) \left[1 + 1.6 * \left(\frac{45.28 * 27.559 * (70.866 + 70.866)}{70.866 * 70.866^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$\beta_x = \beta_y = 2.63$$

$$\beta_z = \left[1 + \frac{59.055}{21 * 70.866} \left(2 + 2.6 * \frac{70.866}{70.866} \right) \right] \left[1 + 0.32 * \left(\frac{27.559 * (70.866 + 70.866)}{70.866 * 70.866} \right)^{2/3} \right]$$

$$\beta_z = 1.50$$

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 * \frac{27.559}{70.866} \left[1 + 2 * \frac{27.559}{70.866} \left(\frac{27.559}{70.866} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{70.866}{70.866}} \right]$$

$$\beta_{xx} = 2.85$$

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 * \left(\frac{27.559}{70.866} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 * \left(\frac{27.559}{70.866} \right)^{1.9} \left(\frac{27.559}{70.866} \right)^{-0.6} \right]$$

$$\beta_{yy} = 2.96$$

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 * \left(1 + \frac{70.866}{70.866} \right) \left(\frac{27.559}{70.866} \right)^{0.9}$$

$$\beta_{zz} = 3.22$$

Entonces corrección por profundidad.

$$K_x = 999647.93 * 2.63 \rightarrow K_x = 2632228.29 \text{ Lb/pulg} = \mathbf{47006.25 \text{ Tn/m}}$$

$$K_y = 999647.9 * 2.63 \rightarrow K_y = 2632228.29 \text{ Lb/pulg} = \mathbf{47006.25 \text{ Tn/m}}$$

$$K_z = 1240246.42 * 1.50 \rightarrow K_z = 1863567.66 \text{ Lb/pulg} = \mathbf{33279.53 \text{ Tn/m}}$$

$$K_{xx} = 1325219141.89 * 2.85 \rightarrow K_{xx} = 3780724892.16 \text{ Lb/pulg} = \mathbf{43558.66 \text{ Tn} - \text{m}}$$

$$K_{yy} = 3958477250.74 * 2.96 \rightarrow K_{yy} = 2632228.29 \text{ Lb/pulg} = 45606.59 \text{ Tn} - m$$

$$K_{zz} = 6217920186.74 * 3.22 \rightarrow K_{zz} = 2632228.29 \text{ Lb/pulg} = 71638.19 \text{ Tn} - m$$

La siguiente tabla muestra las rigideces trasnacionales y rotacionales afectados por la corrección por profundidad de cimentación, los cuales se asignaran a los nudos de apoyo en el programa Etabs.

Zapata	Kx Tn/m	Ky Tn/m	KZ Tn/m	Kxx Tn-m	Kyy Tn-m	Kzz Tn-m
Z-1	24151.5	24944.5	18017.9	23491.1	33265.0	45798.2
Z-2	12061.9	12224.1	8789.2	12059.0	14241.4	21009.1
Z-3	28121.0	30045.1	23110.0	37939.0	86378.9	113122.6
Z-4	29706.0	31686.5	24833.2	47043.1	109551.9	141060.1
Z-5	52744.9	54215.0	40570.1	67614.7	95774.3	134166.2
Z-6	47006.2	47006.2	33279.5	43558.7	45606.6	71638.2
Z-7	26118.1	27290.8	20385.6	31071.3	52246.1	70150.2
Z-8	12438.3	12647.2	8634.8	10481.9	12747.8	17863.9
Z-9	4624.7	4664.7	3553.3	7190.0	8508.0	13189.2

Tabla 6.8: rigideces trasnacionales y rotacionales de las zapatas

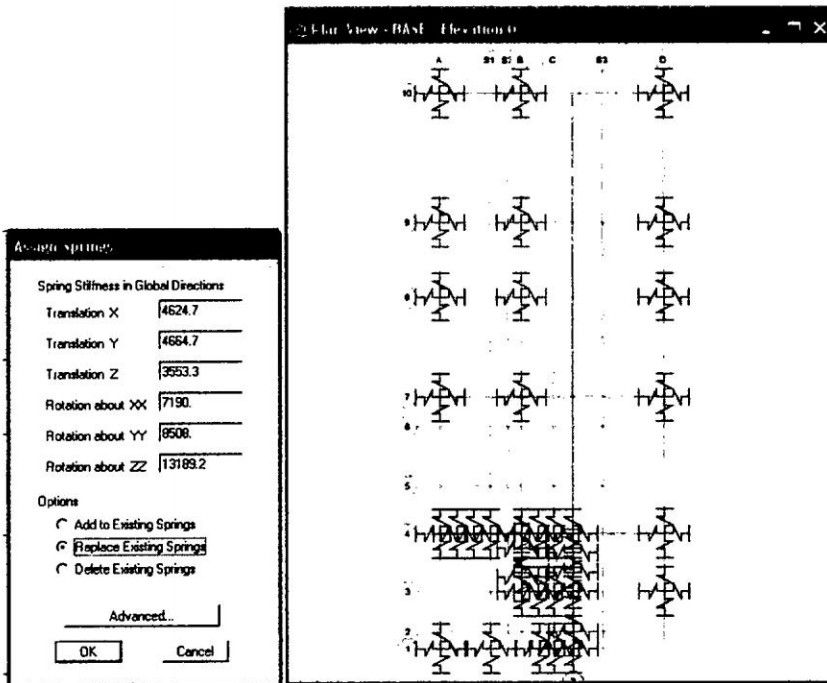


Figura 6.12: Modelo con apoyos elásticos en el Edificio-02

6.6.2 Efecto Cinemática En La Interacción Suelo-Estructura

Para incluir este efecto se utiliza un factor de respuesta espectral (RRS), el cual afecta a las ordenadas espectrales, se utiliza un procedimiento simplificado (adaptado de Kim and Steward 2003 y otras fuentes) para el análisis, el cual se presenta a continuación [FEMA, 440].

6.6.2.1 Amortiguamiento en la cimentación por la interacción suelo-estructura

1. Calculo de periodos fundamentales para el primer modo.

Periodo fundamental del 1º modo con base fija : $T = 0.537 \text{ seg}$

Periodo fundamental del 1º modo con base flexible : $\tilde{T} = 0.772 \text{ seg}$

2. Rigidez efectiva

Masa del edificio: $M = 121.32 \text{ Tn } s^2/m$

% Participación masa 1º Modo = 70.998 %

Masa efectiva: $M^* = 121.32 * 0.70998 = 86.133 \text{ Tn } s^2/m$

$$K_{fixed}^* = 86.133 * \left(\frac{2\pi}{0.537} \right)^2 = 11791.87 \text{ Tn/m} = 661.31 \text{ Lb/pulg}$$

3. Radio equivalente de la cimentación

$$A_f = 8 * 20 = 160 \text{ m}^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{160}{\pi}} = 7.14 \text{ m} = 280.96 \text{ pulg}$$

4. Rigidez traslacional de la cimentación

Modulo de corte $G = 366.52 \text{ Kg/cm}^2 = 5.21 \text{ Klb/pulg}^2$

$$K_x = \frac{8 * 5.21 * 280.96}{2 - 0.3} = 6892.74 \text{ Klg/pulg}$$

5. Rigidez rotacional de la cimentación

Altura efectiva: $h^* = 17.70 \text{ m} = 696.85 \text{ pulg}$

$$K_{\theta} = \frac{661.31 * 696.85^2}{\left(\frac{0.772}{0.54}\right)^2 - 1 - \frac{661.31}{6892.74}} = 330245045.82 \text{ Klb} - \text{pulg/rad}$$

6. Radio por rotación equivalente de la cimentación

$$r_{\theta} = \left(\frac{3(1 - 0.3) * 330245045.82}{8 * 5.21} \right)^{\frac{1}{3}} = 255.24 \text{ pulg}$$

7. Relación periodo efectivo-alargamiento

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{ 1 + \frac{1}{3} \left[\left(\frac{0.772}{0.537} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} = 1.16$$

8. Amortiguamiento en la cimentación

$$C_e = 1$$

$$a_1 = 1 * \exp \left(4.7 - \frac{1.6 * 696.85}{255.24} \right) = 1.39$$

$$a_2 = 1 * \left[25 \ln \left(\frac{696.85}{255.24} \right) - 16 \right] = 9.11$$

$$\beta_f = 1.39 * (1.16 - 1) + 9.11 * (1.16 - 1)^2 = 0.47$$

9. Amortiguamiento flexible en la cimentación

$$\beta_o = 0.47 + \frac{5}{(1.16)^3} = 3.64\%$$

10. Factor para escalar el espectro de sismo FEMA 440-6.3

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln 3.64} = 0.93$$

11. Espectro de sismo con la ISE FEMA 440-6.3

$$(S_a)_{\beta} = \frac{S_{aFIM}}{0.93}$$

6.6.2.2 Espectro Escalado Por Efecto Cinemática En ISE

1. Evaluación del ancho efectivo de la cimentación.

Ancho de la construcción : $a = 8.0m = 26.25 \text{ pies}$

Largo de la construcción : $b = 20.0m = 65.62 \text{ pies}$

Ancho efectivo.

$$b_e = \sqrt{8 * 20} = 12.65m = 41.50 \text{ pies}$$

2. Factor de escalamiento del espectro sísmico por efecto cinemática en la ISE

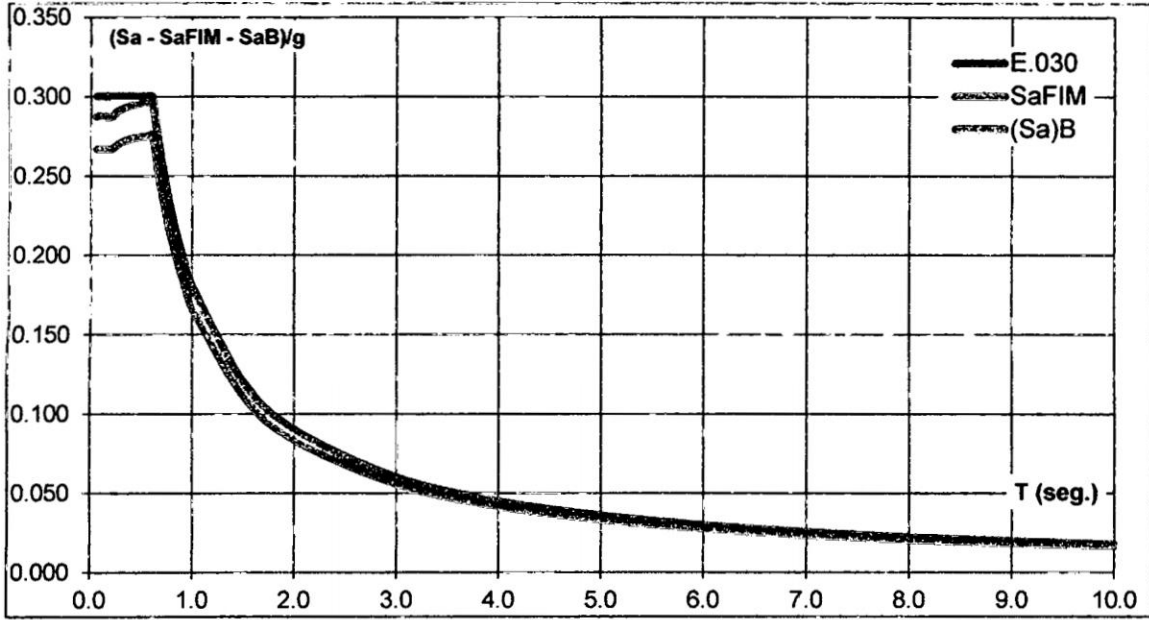
$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{41.50}{T_i} \right)^{1.2}, T_i \geq 0.20 \text{ s caso cuando } \nexists \text{ sótanos}$$

3. Espectro escalado por efecto cinemática en ISE

$$S_{aFIM} = S_a RRS_{bsa}$$

T	Sa	RRSbsa	SaFIM	SaB
0.05	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.06	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.07	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.08	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.09	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.10	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.15	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.20	0.300	0.9572	0.2872	0.2667
0.25	0.300	0.9673	0.2902	0.2695
0.30	0.300	0.9737	0.2921	0.2713
0.35	0.300	0.9781	0.2934	0.2725
0.40	0.300	0.9814	0.2944	0.2734
0.45	0.300	0.9838	0.2952	0.2741
0.50	0.300	0.9858	0.2957	0.2747
0.55	0.300	0.9873	0.2962	0.2751
0.60	0.300	0.9886	0.2966	0.2754
0.65	0.277	0.9896	0.2740	0.2545
0.70	0.257	0.9905	0.2547	0.2365

0.75	0.240	0.9912	0.2379	0.2209
0.80	0.225	0.9919	0.2232	0.2073
0.85	0.212	0.9925	0.2102	0.1952
0.90	0.200	0.9930	0.1986	0.1844
0.95	0.189	0.9934	0.1882	0.1748
1.00	0.180	0.9938	0.1789	0.1661
1.50	0.120	0.9962	0.1195	0.1110
2.00	0.090	0.9973	0.0898	0.0834
3.00	0.060	0.9983	0.0599	0.0556
4.00	0.045	0.9988	0.0449	0.0417
5.00	0.036	0.9991	0.0360	0.0334
6.00	0.030	0.9993	0.0300	0.0278
7.00	0.026	0.9994	0.0257	0.0239
8.00	0.023	0.9995	0.0225	0.0209
9.00	0.020	0.9996	0.0200	0.0186
10.00	0.018	0.9996	0.0180	0.0167



Gráfica 6.4: Espectro de sismo considerando Interacción Suelo Estructura

6.6.3 Resultados Del Análisis Estructural Con Base Flexible E Interacción Suelo Estructura

En la siguiente figura se observa los periodos y porcentajes de participación de masa.

Modal Participating Mass Ratios													
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumRX	SumRY	SumRZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.771616	77.9053	0.7290	0.0000	77.9053	0.7290	0.0000	0.9370	97.9307	0.9412	0.9370	97.9307	0.9412
2	0.530056	0.9405	78.9603	0.0000	77.9458	78.6894	0.0000	96.2515	1.1048	0.4090	99.1896	99.0355	1.3502
3	0.445542	0.9817	0.5680	0.0000	78.9274	80.2573	0.0000	0.7506	0.9478	79.2629	99.9392	99.9833	80.6331
4	0.187482	12.9235	0.2238	0.0000	81.8509	80.4811	0.0000	0.0003	0.0013	1.1084	99.9395	99.9846	81.7415
5	0.148964	0.3452	14.6188	0.0000	82.1960	95.0999	0.0000	0.0388	0.0011	0.0256	99.9783	99.9857	81.7672
6	0.126911	2.0166	0.1629	0.0000	94.2126	95.2628	0.0000	0.0011	0.0014	12.3314	98.9794	99.9871	94.0886
7	0.102722	2.4729	0.0833	0.0000	96.6855	95.3561	0.0000	0.0012	0.0087	0.8829	99.8806	99.9868	94.9814
8	0.076704	0.1086	2.6621	0.0000	96.7951	98.0182	0.0000	0.0108	0.0001	0.0057	98.9814	99.9869	94.9871
9	0.070434	0.4706	0.0720	0.0000	97.2657	98.0802	0.0000	0.0002	0.0000	0.6834	98.9816	99.9869	95.6805
10	0.058756	1.3420	0.0676	0.0000	98.6078	98.1578	0.0000	0.0001	0.0020	1.2624	99.9815	99.9869	96.9429
11	0.055571	0.0047	0.0009	0.0000	98.6124	98.1587	0.0000	0.0000	0.0003	1.1303	98.9816	99.9863	98.0732
12	0.049487	0.0241	0.7873	0.0000	98.6366	98.9460	0.0000	0.0076	0.0001	0.0018	99.9893	99.9894	98.0750
13	0.046492	0.1806	0.0086	0.0000	98.8172	98.9555	0.0000	0.0000	0.0000	0.1820	99.9893	99.9894	98.2570
14	0.038453	0.0941	0.0002	0.0000	98.9112	98.9557	0.0000	0.0000	0.0001	0.0108	99.9893	99.9895	98.2678
15	0.036741	0.0004	0.2082	0.0000	98.9116	98.1639	0.0000	0.0000	0.0000	0.0036	99.9893	99.9895	98.2713
16	0.034348	0.2770	0.0013	0.0000	98.1886	98.1652	0.0000	0.0000	0.0001	0.6820	99.9893	98.9895	98.9533
17	0.028672	0.0001	0.0650	0.0000	98.1887	98.2302	0.0000	0.0000	0.0000	0.0037	99.9893	98.9895	98.9570
18	0.022620	0.1227	0.0010	0.0000	98.3114	98.2312	0.0000	0.0000	0.0000	0.2324	99.9893	98.9895	98.1894
19	0.013277	0.0002	0.1558	0.0000	98.3116	98.3870	0.0000	0.0000	0.0000	0.0145	99.9893	98.9898	98.2038
20	0.008750	0.6086	0.0008	0.0000	98.9202	98.3876	0.0000	0.0000	0.0003	0.0408	99.9893	98.9898	98.2447
21	0.007975	0.0004	0.5775	0.0000	98.9206	98.9851	0.0000	0.0003	0.0000	0.0001	99.9897	98.9898	98.2449

Figura 6.13: Periodos y formas de modo con cimentación flexible

Se ve un incremento, como se esperaba en los periodos y el porcentaje de participación

DATOS ETABS					Dirección X-X	Dirección Y-Y
Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Deriva x 0.75 R	Deriva x 0.75 R
STORY7	Max Drift X	SEVEROISE	0.002565		0.00577	
STORY7	Max Drift Y	SEVEROISE		0.001268		0.00285
STORY6	Max Drift X	SEVEROISE	0.002668		0.00600	
STORY6	Max Drift Y	SEVEROISE		0.001411		0.00317
STORY5	Max Drift X	SEVEROISE	0.002732		0.00615	
STORY5	Max Drift Y	SEVEROISE		0.001509		0.00340
STORY4	Max Drift X	SEVEROISE	0.002736		0.00616	
STORY4	Max Drift Y	SEVEROISE		0.001584		0.00356
STORY3	Max Drift X	SEVEROISE	0.002715		0.00611	
STORY3	Max Drift Y	SEVEROISE		0.001493		0.00336
STORY2	Max Drift X	SEVEROISE	0.002625		0.00591	
STORY2	Max Drift Y	SEVEROISE		0.001485		0.00334
STORY1	Max Drift X	SEVEROISE	0.00245		0.00551	
STORY1	Max Drift Y	SEVEROISE		0.00148		0.00333

Tabla 6.9: Derivas de piso del edificio con base flexible e interacción suelo estructura

En la verificación del cumplimiento de las derivas máximas como se observa en la tabla 6.12, se presentan en el eje X de la fachada derivas por encima del valor máximo que es 0.005, entonces se tendría que rigidizar al edificio en la dirección X los elementos estructurales verticales en el eje 1-1 o como cambiar las secciones de las columnas y muros.

En la siguiente figura se muestra la fuerza cortante en la estructura con base flexible.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY7	SEVEROISE	Top	0.00	98.08	73.21	64623.881	0.000	0.000
STORY7	SEVEROISE	Bottom	0.00	98.08	73.21	64623.881	18787.088	15852.190
STORY6	SEVEROISE	Top	0.00	98.82	125.78	110068.442	19787.088	15852.190
STORY6	SEVEROISE	Bottom	0.00	98.82	125.78	110068.442	53843.741	42822.443
STORY5	SEVEROISE	Top	0.00	131.98	188.85	144630.445	53843.741	42822.443
STORY5	SEVEROISE	Bottom	0.00	131.98	188.85	144630.445	88630.728	78154.575
STORY4	SEVEROISE	Top	0.00	158.51	204.41	173733.522	88630.728	78154.575
STORY4	SEVEROISE	Bottom	0.00	158.51	204.41	173733.522	153478.175	120273.720
STORY3	SEVEROISE	Top	0.00	178.74	232.08	197420.584	153478.175	120273.720
STORY3	SEVEROISE	Bottom	0.00	178.74	232.08	197420.584	215100.823	167878.130
STORY2	SEVEROISE	Top	0.00	197.02	254.84	217588.507	215100.823	167878.130
STORY2	SEVEROISE	Bottom	0.00	197.02	254.84	217588.507	282372.794	218298.782
STORY1	SEVEROISE	Top	0.00	207.85	288.88	230588.628	282372.794	218298.782
STORY1	SEVEROISE	Bottom	0.00	207.85	288.88	230588.628	381170.753	279887.536

Figura 6.14: Fuerza cortante en cada nivel de piso con base flexible

En la figura se observa que la fuerza cortante con base flexible e interacción suelo estructura es menor comparada con base fija, como podemos observar en la siguiente figura.

Story Shears									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY7	SEVERO	Top	0.00	76.68	81.97	87470.718	0.000	0.000	
STORY7	SEVERO	Bottom	0.00	76.68	81.97	87470.718	22131.387	20703.479	
STORY6	SEVERO	Top	0.00	131.58	138.10	152583.135	22131.387	20703.479	
STORY6	SEVERO	Bottom	0.00	131.58	138.10	152583.135	58217.489	56124.041	
STORY5	SEVERO	Top	0.00	175.43	182.85	203062.847	58217.489	56124.041	
STORY5	SEVERO	Bottom	0.00	175.43	182.85	203062.847	108008.958	103174.139	
STORY4	SEVERO	Top	0.00	210.94	218.71	245737.440	108008.958	103174.139	
STORY4	SEVERO	Bottom	0.00	210.94	218.71	245737.440	165988.455	159527.107	
STORY3	SEVERO	Top	0.00	237.31	245.19	278280.393	165988.455	159527.107	
STORY3	SEVERO	Bottom	0.00	237.31	245.19	278280.393	230640.752	222641.853	
STORY2	SEVERO	Top	0.00	256.65	265.21	302698.429	230640.752	222641.853	
STORY2	SEVERO	Bottom	0.00	256.65	265.21	302698.429	300248.537	290567.774	
STORY1	SEVERO	Top	0.00	266.46	275.69	315812.373	300248.537	290567.774	
STORY1	SEVERO	Bottom	0.00	266.46	275.69	315812.373	380752.051	368909.452	

Figura 6.15: Fuerza cortante en cada nivel de piso con base rígida

6.6.4 Verificación de las Fuerza de reacción con base flexible y base Rígida

Point Spring Forces								
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 4	SEVEROISE	8.51	12.38	26.85	0.362	11.777	2.171	
BASE 13	SEVEROISE	3.90	29.91	26.56	5.027	7.517	0.095	
BASE 18	SEVEROISE	15.78	13.59	86.07	4.857	20.830	0.173	
BASE 19	SEVEROISE	24.69	16.56	109.52	5.416	20.623	0.173	
BASE 20	SEVEROISE	6.75	10.77	77.64	2.020	12.456	0.066	
BASE 21	SEVEROISE	3.72	15.76	52.87	5.573	7.206	0.095	
BASE 22	SEVEROISE	3.52	14.09	42.90	5.599	6.835	0.095	
BASE 25	SEVEROISE	6.86	4.85	5.33	8.746	13.051	0.167	
BASE 26	SEVEROISE	6.42	4.38	16.73	8.258	12.222	0.167	
BASE 27	SEVEROISE	25.63	2.88	36.24	5.542	19.762	0.173	
BASE 33	SEVEROISE	3.62	17.38	52.88	6.346	7.017	0.095	
BASE 34	SEVEROISE	3.41	17.15	39.55	6.337	6.642	0.095	
BASE 35	SEVEROISE	2.62	1.84	4.58	4.440	11.500	0.545	
BASE 38	SEVEROISE	6.04	4.17	4.41	8.076	11.583	0.167	
BASE 40	SEVEROISE	7.72	1.24	44.74	2.334	13.288	0.068	
BASE 41	SEVEROISE	7.86	1.52	10.87	0.728	13.225	0.658	
BASE 45	SEVEROISE	2.01	8.56	54.06	6.185	4.013	0.066	
BASE 46	SEVEROISE	3.51	21.17	32.17	5.710	5.384	0.065	
BASE 60	SEVEROISE	3.91	29.56	50.36	4.129	7.629	0.095	
BASE 137	SEVEROISE	2.66	2.90	15.36	6.828	12.582	0.986	
BASE 138	SEVEROISE	1.89	1.83	4.36	4.169	11.949	0.380	
BASE 139	SEVEROISE	2.00	2.83	13.94	7.095	13.290	1.475	
BASE 140	SEVEROISE	6.25	3.68	31.38	8.147	6.554	1.232	
BASE 141	SEVEROISE	6.60	3.84	33.56	8.916	19.299	0.417	
BASE 152	SEVEROISE	2.94	2.87	14.59	8.019	6.882	0.859	
BASE 153	SEVEROISE	2.75	2.88	14.07	8.182	6.968	1.131	
BASE 154	SEVEROISE	2.51	2.52	10.95	2.258	14.738	0.640	
BASE 155	SEVEROISE	1.79	2.52	9.35	2.230	15.548	0.675	
BASE 156	SEVEROISE	2.53	2.16	7.16	2.055	14.509	0.576	
BASE 157	SEVEROISE	1.80	2.14	5.75	1.997	15.164	0.593	
BASE 1237	SEVEROISE	2.15	1.83	2.98	4.129	0.902	0.379	
BASE 1238	SEVEROISE	1.64	1.82	3.03	3.969	0.896	0.285	
BASE 1367	SEVEROISE	6.61	2.64	22.60	2.770	16.135	1.086	
BASE 2086	SEVEROISE	7.88	6.34	29.03	1.573	17.967	3.172	
BASE 2097	SEVEROISE	7.56	3.15	19.23	1.554	18.963	1.571	
BASE 2548	SEVEROISE	6.37	3.23	26.12	5.252	20.662	0.940	

Support Reactions								
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE 4	SEVERO	19.34	16.75	89.42	0.381	0.732	0.059	
BASE 13	SEVERO	1.46	15.47	14.20	2.340	3.087	0.120	
BASE 18	SEVERO	23.67	9.38	137.60	2.536	23.191	0.218	
BASE 19	SEVERO	32.16	8.37	143.85	2.189	22.529	0.218	
BASE 20	SEVERO	0.97	11.56	94.18	1.182	1.994	0.083	
BASE 21	SEVERO	2.22	9.29	45.53	3.007	4.229	0.120	
BASE 22	SEVERO	2.51	11.74	61.38	3.010	4.828	0.120	
BASE 25	SEVERO	2.93	2.04	8.46	3.954	5.788	0.211	
BASE 26	SEVERO	3.80	1.73	19.00	3.657	7.332	0.211	
BASE 27	SEVERO	43.78	1.09	27.23	2.294	24.356	0.218	
BASE 33	SEVERO	1.91	8.44	44.86	2.631	3.928	0.120	
BASE 34	SEVERO	2.21	9.92	45.68	2.634	4.530	0.120	
BASE 35	SEVERO	19.54	4.46	96.88	0.598	1.038	0.056	
BASE 38	SEVERO	4.33	1.65	12.00	3.576	8.372	0.211	
BASE 40	SEVERO	1.49	0.56	51.01	1.063	2.514	0.083	
BASE 41	SEVERO	5.60	0.24	19.53	0.287	0.405	0.042	
BASE 45	SEVERO	0.23	5.33	58.42	2.745	0.652	0.063	
BASE 46	SEVERO	0.81	12.23	19.25	2.978	1.319	0.083	
BASE 60	SEVERO	1.66	17.11	42.92	2.593	3.286	0.120	
BASE 137	SEVERO	18.84	31.69	175.02	2.275	2.355	0.184	
BASE 138	SEVERO	12.76	4.81	79.30	0.570	0.595	0.046	
BASE 139	SEVERO	10.49	30.03	147.35	2.157	1.352	0.108	
BASE 140	SEVERO	0.73	7.25	37.24	0.560	0.695	0.112	
BASE 141	SEVERO	7.94	8.81	90.91	2.111	1.005	0.190	
BASE 152	SEVERO	1.71	34.58	132.98	2.897	2.016	0.013	
BASE 153	SEVERO	1.17	33.29	116.09	2.807	1.640	0.014	
BASE 154	SEVERO	20.03	1.09	90.15	0.881	1.752	0.008	
BASE 155	SEVERO	8.79	1.00	73.00	0.923	0.866	0.007	
BASE 156	SEVERO	18.17	0.52	79.65	0.756	1.558	0.005	
BASE 157	SEVERO	7.62	0.50	66.85	0.718	0.774	0.005	
BASE 1237	SEVERO	0.14	8.27	35.98	0.271	0.167	0.026	
BASE 1238	SEVERO	0.14	5.16	25.70	0.197	0.119	0.019	
BASE 1367	SEVERO	7.95	0.72	35.23	0.964	0.219	0.155	
BASE 2086	SEVERO	7.44	0.54	100.22	0.750	1.069	0.002	
BASE 2097	SEVERO	3.77	0.44	25.89	0.674	0.872	0.002	
BASE 2548	SEVERO	5.16	2.17	86.49	2.518	0.432	0.002	

Figura 6.16: Reacción del suelo con basa flexible y con base rígida

En la figura 6.13 se observa que la reacción del suelo cuando la base es flexible es menor que cuando la base es considera rígida en aproximadamente en un promedio de 41%, entonces para el diseño de la cimentación sería óptima trabajar con los datos de reacción de suelo considerando con base flexible a la estructura.

6.6.5 Resultados De Verificación De Diseño Con Base Flexible E Interacción Suelo Estructura

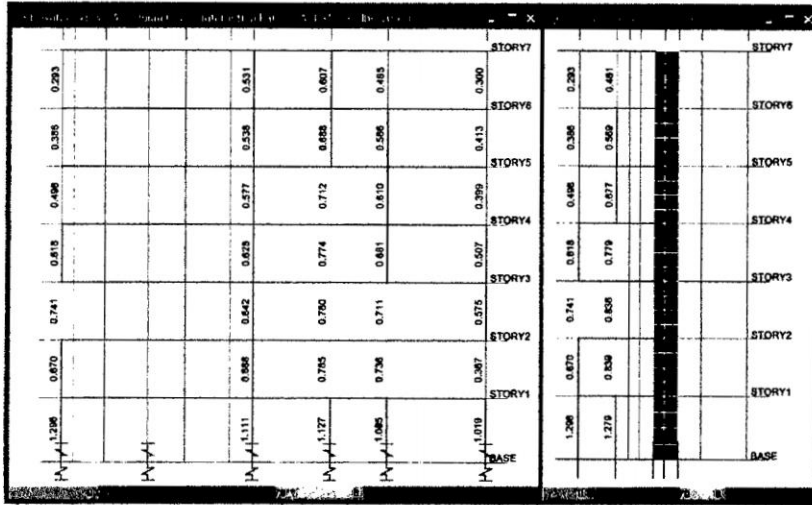


Figura 6.17: capacidad de resistencia de las columnas en los ejes 1-1 y A-A

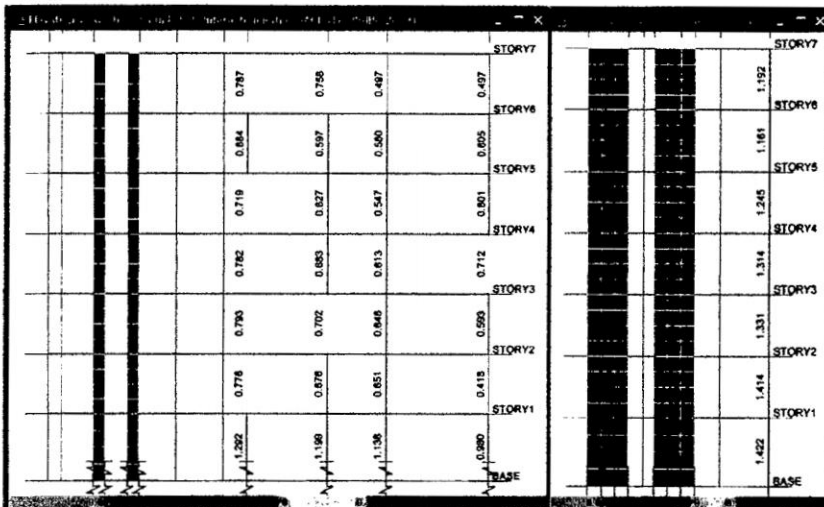


Figura 6.18: capacidad de resistencia de las columnas en los ejes 4-4 y B-B

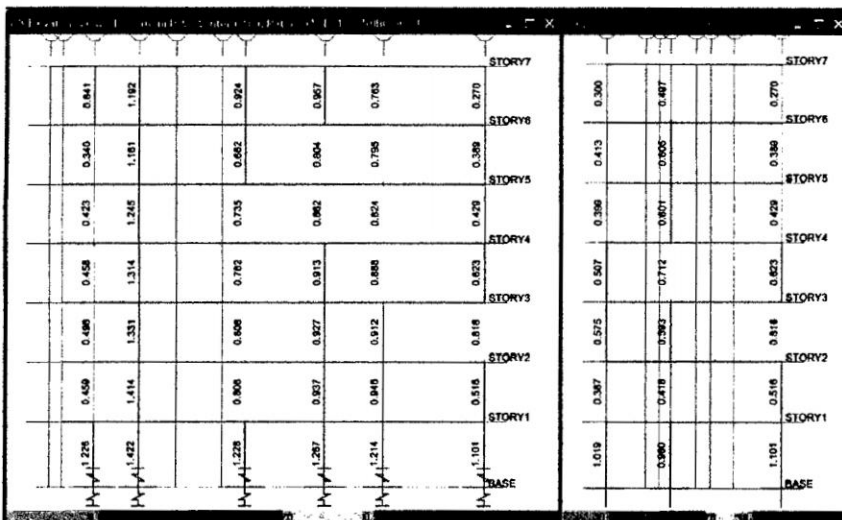


Figura 6.19: capacidad de resistencia de las columnas en los ejes 10-10 y D-D

De las figuras anteriores se observa que se presentan mayores esfuerzos en las vigas columnas, en el cual las columnas con los aceros asignados no estarían soportando dichas fuerzas incrementadas por el modelamiento de interacción suelo estructura, si tendríamos que cumplir con la capacidad demandada se tendría que incrementar las dimensiones de las columnas y/o asignarles más acero.

6.7 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y PUNTO DE DESEMPEÑO APROXIMADO EN PROCEDIMIENTOS LINEALES

6.7.1 Punto De Fluencia

De acuerdo a la tabla 6.5 del FEMA 356, ATC-40 y el ASCE/SEI 41-06, se trabajara con las siguientes rigideces efectivas para.

✓ Vigas no pretensadas

Rigidez a flexión : $0.5E_cI_g$

Rigidez a Corte : $0.4E_cI_g$

Rigidez a la Torsión : *No se considera*

✓ Columnas

Rigidez a flexión : $0.7E_cI_g$

Rigidez a Corte : $0.4E_cI_g$

Rigidez a la Torsión : *No se considera*

✓ Muros de concreto

Rigidez a flexión : $0.5E_cI_g$

Rigidez a Corte : $0.5E_cI_g$

En caso de muros de muros de albañilería se trabajara con las siguientes propiedades.

Con sección no agrietada:

Modulo de Elasticidad ($E_m = 500f'_m$) : 17000 Kg/cm^2

Con sección agrietada:

Modulo de Elasticidad ($0.75E_m$)

: 12750 Kg/cm²

En la siguiente tabla se resume el cálculo del punto de fluencia en la dirección X y Y respectivamente.

Modo 01 T = 0.647 Sa = 8.829 Sd = 0.094										
Nivel	Masa	Peso	ϕ_1	Masa x ϕ_1	Masa x ϕ_1^2	PF _{1i}	a _{1i}	F _{1i}	V	Desp.
1	17.97	176.32	0.01	0.24	0.00	0.13	1.11	19.98	774.77	0.012
2	17.75	174.13	0.03	0.58	0.02	0.31	2.76	48.94	754.79	0.029
3	16.27	159.58	0.06	0.90	0.05	0.53	4.67	76.04	705.85	0.050
4	16.27	159.58	0.08	1.28	0.10	0.76	6.67	108.48	629.81	0.071
5	15.86	155.57	0.10	1.61	0.16	0.98	8.62	136.69	521.33	0.091
6	15.79	154.95	0.12	1.96	0.24	1.19	10.55	166.56	384.64	0.112
7	17.81	174.75	0.14	2.57	0.37	1.39	12.24	218.07	218.07	0.130
Σ	117.73	1154.88	0.55	9.13	0.95			774.77		
Factor de Participación Modal, PF1 = 9.61 α₁ = 0.75 Cortante Total en la Base V₁ = 774.77 V₁ / W = 0.67										

Tabla 6.10: Calculo de la Cortante del punto de Fluencia en la dirección X, Usando el valor y vector característico del modo 1 con sección efectiva

Modo 02 T = 0.473 Sa = 8.829 Sd = 0.050										
Nivel	Masa	Peso	ϕ_1	Masa x ϕ_1	Masa x ϕ_1^2	PF _i	a _{1i}	F _{1i}	V	Desp.
1	17.97	176.32	0.02	0.27	0.00	0.14	1.27	22.87	782.19	0.013
2	17.75	174.13	0.03	0.60	0.02	0.33	2.88	51.05	759.32	0.030
3	16.27	159.58	0.05	0.89	0.05	0.53	4.65	75.63	708.27	0.049
4	16.27	159.58	0.08	1.30	0.10	0.77	6.80	110.69	632.64	0.072
5	15.86	155.57	0.10	1.65	0.17	1.00	8.85	140.32	521.95	0.094
6	15.79	154.95	0.13	1.98	0.25	1.20	10.61	167.64	381.63	0.112
7	17.81	174.75	0.14	2.52	0.36	1.36	12.01	213.99	213.99	0.127
Σ	117.73	1154.88	0.55	9.22	0.95			782.19		
Factor de Participación Modal, PF1 = 9.66 α₁ = 0.76 Cortante Total en la Base V₁ = 786.03 V₁ / W = 0.68										

Tabla 6.11: Calculo de la Cortante del punto de Fluencia en la dirección Y, Usando el valor y vector característico del modo 2 con sección efectiva

6.7.2 Comprobación Del Procedimiento Dinámico Lineal

Los desplazamientos en el techo calculados por el procedimiento modal de respuesta espectral, con sistema estructural que cumple con la condición de Columna fuerte/viga débil son.

En el eje X

Desplazamiento en techo: $d_x = 0.036m \rightarrow D_x = 0.75 * 3 * 0.036 \therefore D_x = 0.080m$

En el eje Y

Desplazamiento en techo: $d_y = 0.018m \rightarrow D_y = 0.75 * 3 * 0.018 \therefore D_y = 0.041m$

Comparando con el posible punto de fluencia y el desplazamiento Inelástico del análisis modal.

$$D_{X,Y} < D_{X,Y-fluencia}$$

En el eje X

$$D_x = 0.080m < D_{x-fluencia} = 0.130m \dots Ok$$

En el eje Y

$$D_y = 0.041m < D_{y-fluencia} = 0.127m \dots Ok$$

En conclusión el punto de fluencia es mayor en ambas direcciones, la estructura estará trabajando elásticamente como se esperaba de acuerdo a las metodologías de diseño.

El punto de fluencia se verificara cuando se analice la estructura con métodos de análisis no lineales. Como se verá con un análisis no lineal el punto de fluencia que hemos calculado será preciso, por lo que no es necesario tomar decisiones.

6.8 DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

Se realizaran 3 modelos de análisis no lineal, con patrones de carga distribuidas por nivel, siendo el primero modelo será solo considerando las rotulas plásticas en las vigas y columnas, el segundo modelo será considerando rotulas plásticas en las columnas, vigas y con secciones efectivas en los muros debido a que el programa Etabs no cuenta con una opción de añadir rotulas plásticas y en los muros de concreto armado y por la complejidad de análisis no lineal de estos elementos y el tercer modelo será con rotulas plásticas en las vigas, columnas, Diagonales equivalentes (muros de albañilería) y con secciones efectivas en los muros de concreto armado.

Y finalmente se realizara dos modelos más con patrones de carga modal del primer modo, siendo el primer modelo cuando la estructura cumple con el principio de columna fuerte/Viga débil y el segundo con la estructura de diseño inicial aquel que no cumple en su totalidad con el principio de columna fuerte/Viga débil, el resultado de estos modelos se contrastan, como la cantidad de rotulas plásticas que se forman en cada una de estas estructuras y el desempeño de estas frente a demandas sísmicas frecuentes, ocasionales y raros.

6.8.1 Incorporación De Características No Lineales Del Material

6.8.1.1 Modelamiento De Columnas, Vigas Y Puntal Diagonal

Obtención del diagrama momento vs. Curvatura y criterio de aceptación, para una sección de concreto armado según “FEMA –356”

Obtención de cada punto del diagrama

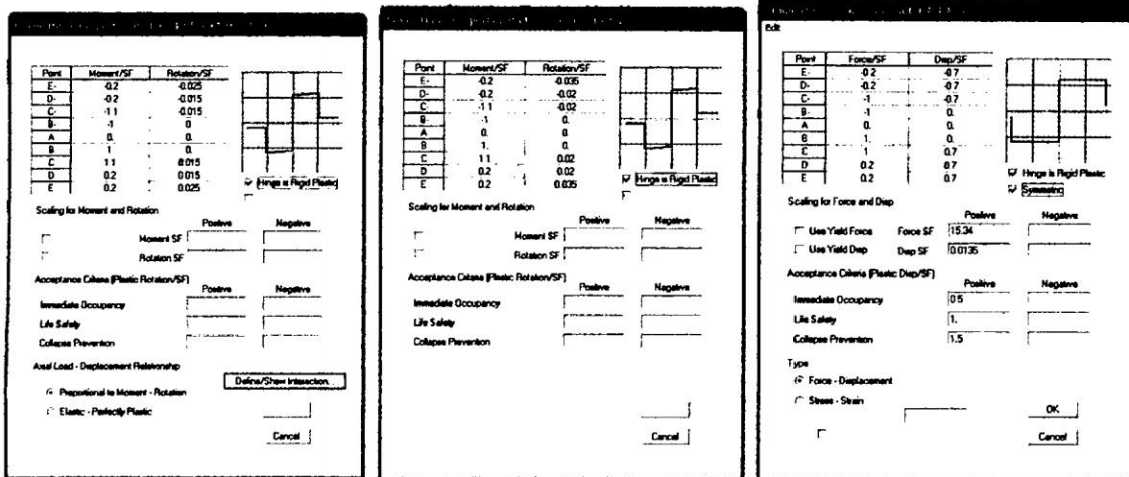


Figura 6.20: Diagrama de momento-curvatura de columna, vigas y Diagrama Fuerza-desplazamiento de muro albañilería.

6.8.2 Consideraciones Para El Análisis

6.8.2.1 Nodo de control y patrones de carga lateral

Se escogerá como nodo de control el nodo 25 ubicado en la intersección de los ejes B-B y 7-7, del análisis modal de respuesta espectral se tienen desplazamientos en el techo cercanos a 3.56cm, por tanto el desplazamiento a controlar en el nodo de control será igual a un 200% de 3.56cm (7.12cm), entonces controlaremos con un desplazamiento de 20cm.

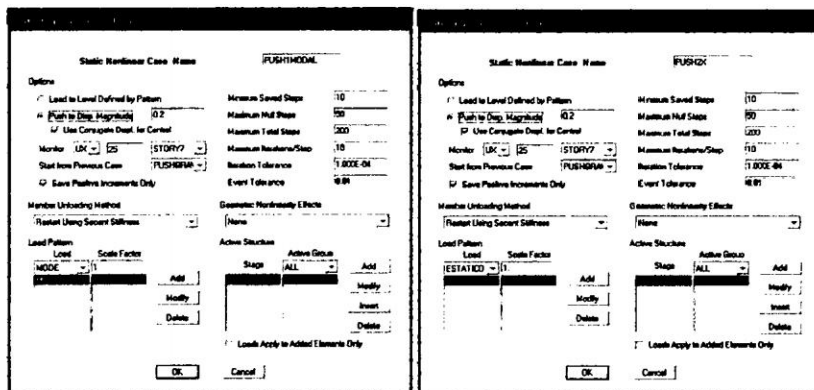


Figura 6.21: caso de carga no lineal para el primer modo en la dirección X, usando como tipo de carga el modo y caso de carga no lineal para la distribución por código en la dirección X, usando los coeficientes de usuario.

6.8.2.2 Peligro Sísmico

El programa Etabs internamente usa el siguiente espectro como espectro de demanda.

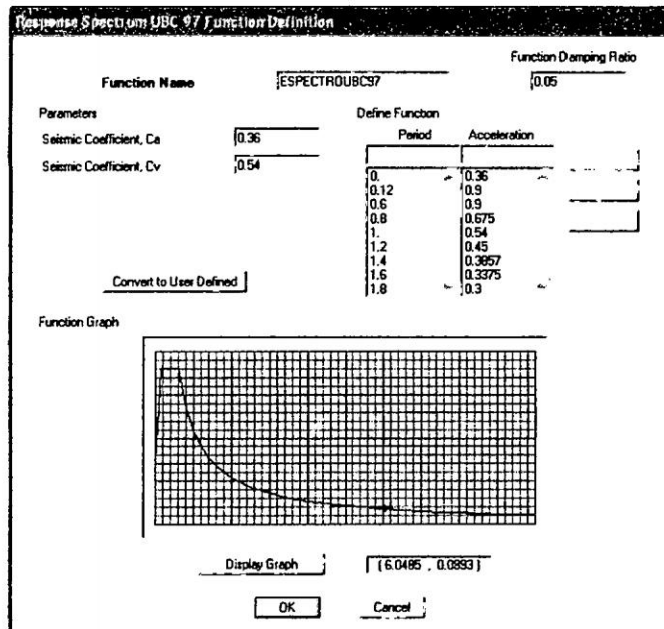


Figura 2.22: Espectro de la norma UBC 97 (sismo raro)

6.8.3 Resultados Del Análisis Por Desempeño

6.8.3.1 Obtención Del Punto De Demanda Mediante Etabs Con Patrón De Carga Distribuida

La siguiente figura muestra el diagrama de espectro capacidad-demanda para un nivel de sismo raro, cuando la estructura considera solo rotulas plásticas en las vigas y columnas, cuando considera rotulas plásticas en vigas, columnas y sección efectiva en muros de concreto armado y finalmente cuando se considera rotulas plásticas en las columnas, vigas, Diagonal equivalente (muro albañilería) y sección efectiva en muros de concertó armado.

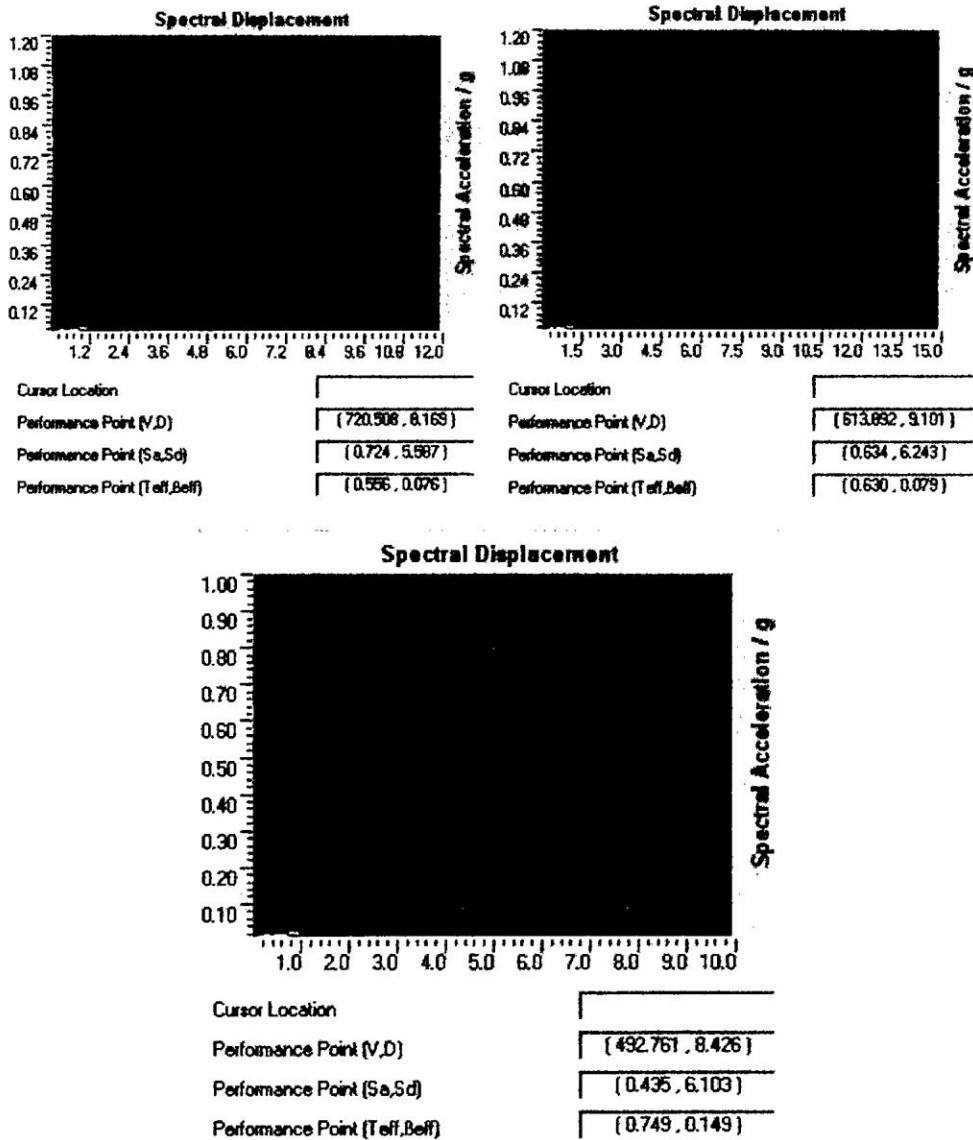


Figura 6.23: Espectro capacidad-Demanda (sismo raro)

De la grafica que entrega el programa Etabs, muestra los resultados obtenidos luego de superponer, en un formato de representación ADRS, el espectro de capacidad con los espectros de demanda. En el cual se destaca el punto de desempeño ($V = 492.76Tn, D = 8.426cm$), en caso de (rotulas en columnas, vigas, D.E. y rigidez Efectiva en muros de C°A°) donde se iguala la capacidad con la demanda, atreves de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda,

6.8.3.2 Secuencia De Degradación De Los Elementos Estructurales.

Recordando que el diseño de los elementos estructurales se realizo considerando el método dinámico de análisis espectral. Pero el análisis estático no lineal se realizo con cargas estáticas distribuidas como ya se menciona en el patrón de cargas.

Caso 1: Rotulas plásticas en vigas y columnas

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	784	0	0	0	0	0	0	0	784
1	2.0000	196.2686	783	1	0	0	0	0	0	0	784
2	3.5151	344.9499	752	32	0	0	0	0	0	0	784
3	5.5322	533.1753	677	103	4	0	0	0	0	0	784
4	7.6892	694.8139	652	103	29	0	0	0	0	0	784
5	9.8815	807.9396	630	95	51	8	0	0	0	0	784
6	11.9046	910.3677	602	82	65	35	0	0	0	0	784
7	14.1607	1004.8503	596	82	65	39	0	2	0	0	784
8	14.8125	1030.3092	588	90	60	38	0	1	6	1	784

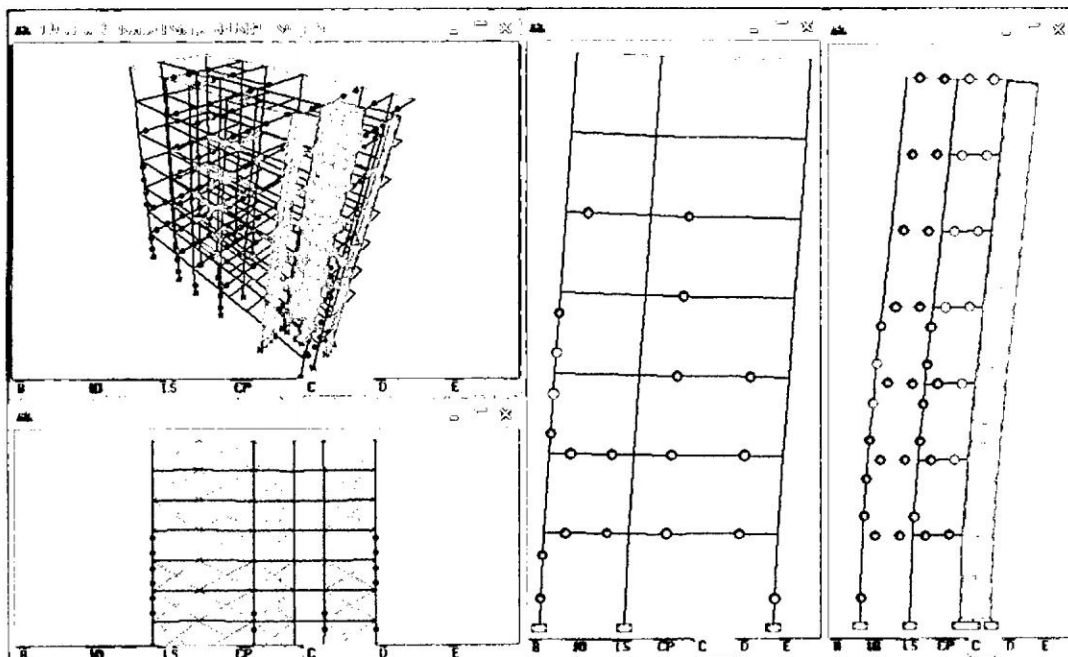


Figura 6.24: evolución de plastificación en los extremos de las vigas y columnas

Inicio de plastificación: mantiene su linealidad hasta alcanzar un desplazamiento en el tope de la edificación de 2.0cm, a partir de este punto se inicia una secuencia de plastificación en las vigas y columnas.

Final de plastificación: para un desplazamiento de 14.81cm, que sobre un total de 784 puntos de plastificación perteneciente al edificio (Vigas y columnas).

- 1.-78% se mantiene en el rango elástico ($A - B$).
- 2.-11.5% supera el punto de cedencia manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociada a inmediata ocupación ($B - IO$)
- 3.-7.7% está entre los límites de inmediata ocupación y seguridad vital ($IO - LS$)
- 4.-4.8% está entre los límites de seguridad vital y prevención de colapso ($IO - CP$)
- 5.-1.0% supero el límite de estabilidad estructural y de prevención del colapso ($\geq CP$)

Caso 2: Rotulas plásticas en vigas, columnas y con rigidez efectiva en muros de $C^\circ A^\circ$

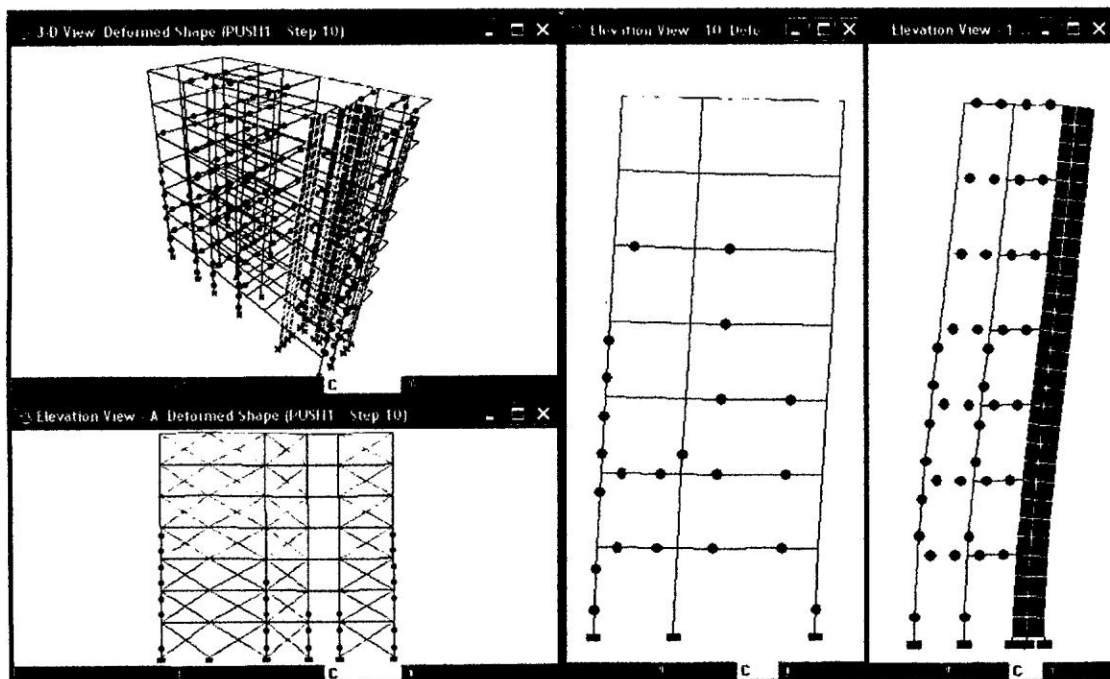


Figura 6.25: evolución de plastificación en los extremos de las vigas y columnas

Caso 3: Rotulas plásticas en vigas, columnas, Elementos diagonales equivalentes y con rigidez efectiva en muros de C°A°

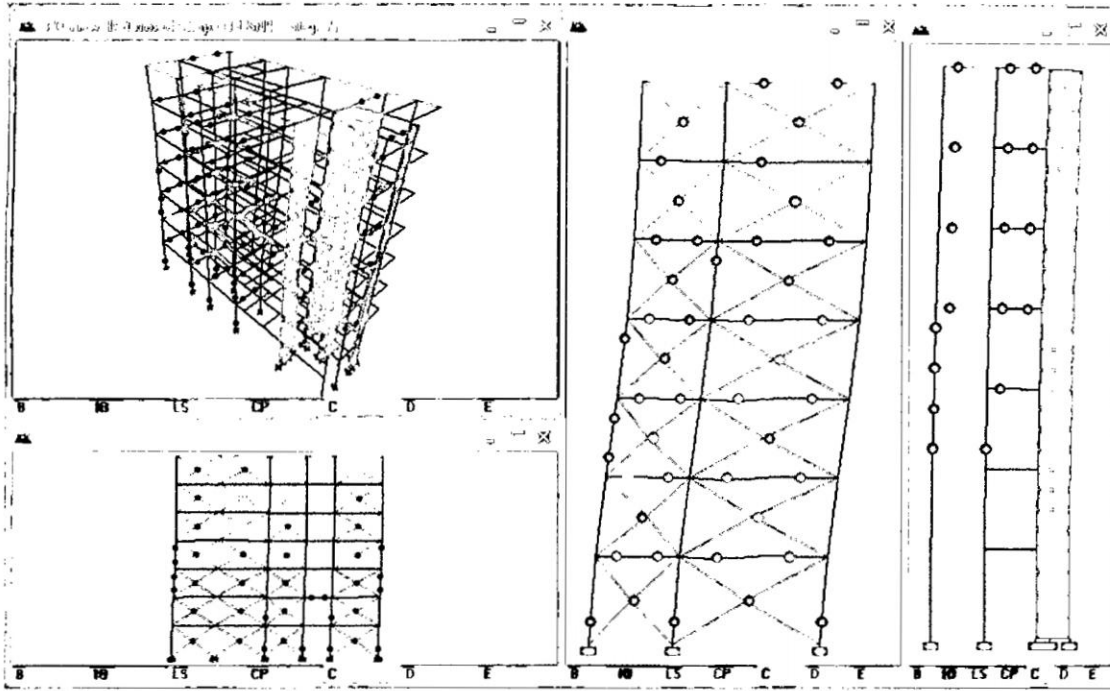


Figura 6.26: evolución de plastificación en los extremos de las vigas, columnas y diagonal equivalente

Y como resumen de los tres modelos se tienen la siguiente tabla.

Descripción	Despla. (cm)	Fuerza cortante (Tn)	Secuencia de degradación								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
Rotulas en Viga y Columnas	14.81	1030.31	588 75.0%	90 11.5%	60 7.7%	38 4.8%	0	1 1.0%	6	1	784
Rotulas en Viga, Columnas y Rigidez efectiva en muros de C°A°	18.19	947.97	573 73.1%	79 10.1%	69 8.8%	58 7.4%	0	0	2	3	784
Rotulas en Viga, Columnas, Muros de Albañilería y Rigidez efectiva en muros de C°A°	12.93	602.06	659 71.3%	176 19.0%	54 5.8%	31 3.4%	2	1	1	0	924

Tabla 6.27: Resumen de la secuencia de degradación de los elementos estructurales en el momento en que estos superan el límite de estabilidad estructural y de prevención del colapso ($\geq CP$)

Descripción	S _a (g)	S _d (cm)	V (Tn)	D (cm)	T _{eff} (seg)	β _{eff}
Rotulas en Viga y Columnas	0.724	5.587	720.508	8.169	0.556	0.076
Rotulas en Viga, Columnas y Rigidez efectiva en muros de C ² A ²	0.634	6.243	613.892	9.101	0.630	0.079
Rotulas en Viga, Columnas, Muros de Albañilería y Rigidez efectiva en muros de C ² A ²	0.435	6.103	492.761	8.426	0.749	0.149

Tabla 6.28: Resumen de los puntos de desempeño (S_a, S_d), los correspondientes valores de corte basal y desplazamiento máximo (V, D) y las propiedades dinámicas efectivas asociados a dicho nivel de deformación (T_{eff}, β_{eff}).

6.8.3.3 Obtención Del Punto De Desempeño Mediante Etabs Usando Como Patrón De Carga Del Primer Modo

6.8.3.3.1 Respuesta Del Edificio Ante Los Tres Niveles De Demanda Sísmica

Las siguientes figuras muestran el punto de desempeño y las curvas de espectro de demanda sísmica y capacidad, para los 3 niveles de demanda sísmica (sismo frecuente, sismo ocasional y sismo raro), la demanda sísmica se obtuvo asiendo una equivalencia de los espectros sísmicos lineales de la UBC 97 y de la norma E.30.

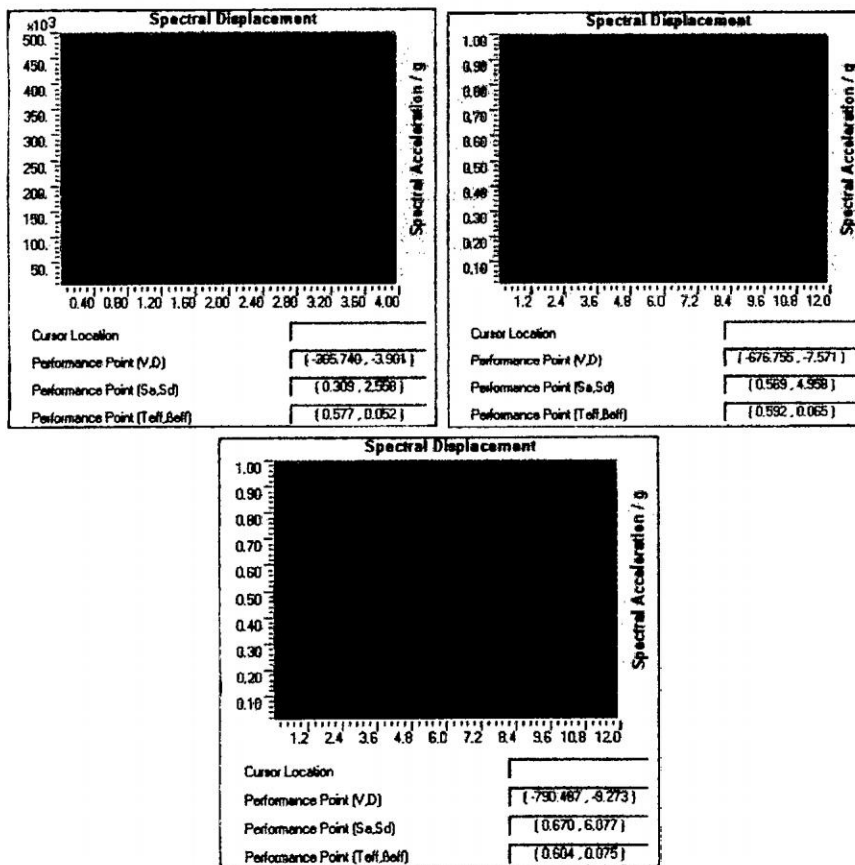


Figura 6.29: Espectro capacidad-Demanda para los 3 niveles de demanda (F, O, R)

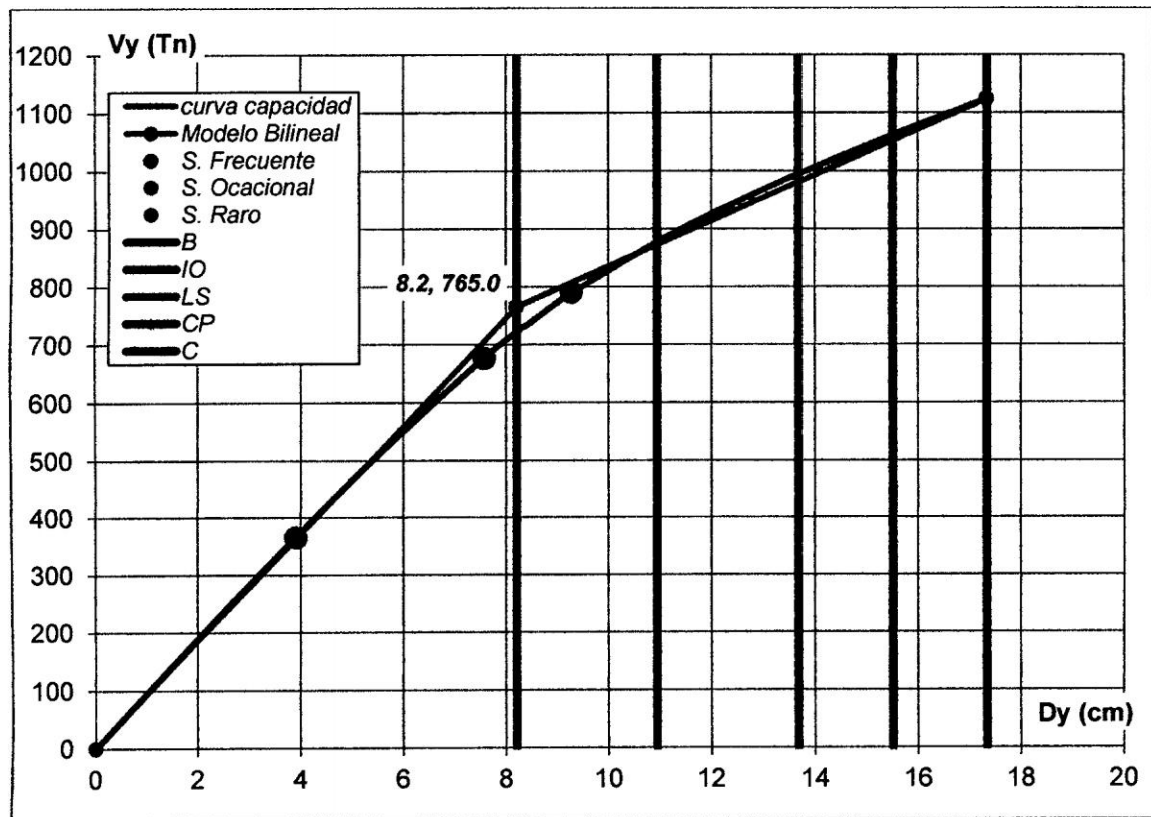
Se determino la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro, se obtuvieron los puntos de demanda mostrados en la siguiente tabla.

Sismo	V (Tn)	D (cm)
Frecuente	365.74	3.901
Ocasional	676.76	7.571
Raro	790.49	9.273

Tabla 6.12: Puntos de demanda

6.8.3.3.2 Calificación Del Desempeño

Para sectorizar cada nivel de desempeño se asocia a un sector definido de la curva de capacidad de la estructura. Propuesta del SEAOC dándole una equivalencia a lo indicado por el ATC 40 utilizado por el programa Etabs, donde el nivel operacional corresponde a la fase elástica y los demás niveles a fracciones del desplazamiento inelástico.



Grafica 6.4: Curva de Capacidad y Puntos de Demanda de los tres Niveles de Amenaza Sísmica

La siguiente tabla muestra el comportamiento de la estructura del edificio en la dirección transversal (X-X) para los tres niveles de demanda sísmica.

Sismo	operacional	Inmediata ocupación (Funcional)	seguridad de Vida	prevención de colapso	Colapso
Frecuente					
Ocasional					
Raro					

Tabla 6.12: Matriz de Desempeño Sísmico para la dirección transversal del edificio

De la grafica se observa que el desplazamiento del punto de fluencia es de 8.2cm que se aproxima a lo calculado con el análisis lineal aproximado, recordando que este modelo de análisis no lineal es solo considerando rotulas plásticas en las vigas y columnas si en este caso consideráramos secciones efectivas en los muros el desplazamiento del punto de fluencia se incrementaría como en el caso que se realizo con patrones de carga distribuida. Si comparamos este valor de desplazamiento del techo calculados por el procedimiento modal de respuesta espectral, con sistema estructural que cumple con la condición de Columna fuerte/viga débil son.

En el eje X

Desplazamiento en techo: $d_x = 0.036m \rightarrow D_x = 0.75 * 3 * 3.6 \therefore D_x = 8.0cm$

Comparando con el desplazamiento del posible punto de fluencia.

En el eje X

$D_x = 8.0cm < D_{x-fluencia} = 8.2 cm \dots Ok$

6.8.3.3 Secuencia De Degradación De Los Elementos Estructurales

Como el objetivo principal de este análisis no lineal es observar la relación que existe entre la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas con el principio de columna fuerte/viga débil, en las siguientes imágenes se observa una comparación de análisis no lineal cuando la estructura cumple con el principio de columna fuerte/viga débil y cuando no cumple con dicho principio en el cual se observa la formación de rotulas plásticas con el respectivo valor que mide la columna fuerte/viga débil.

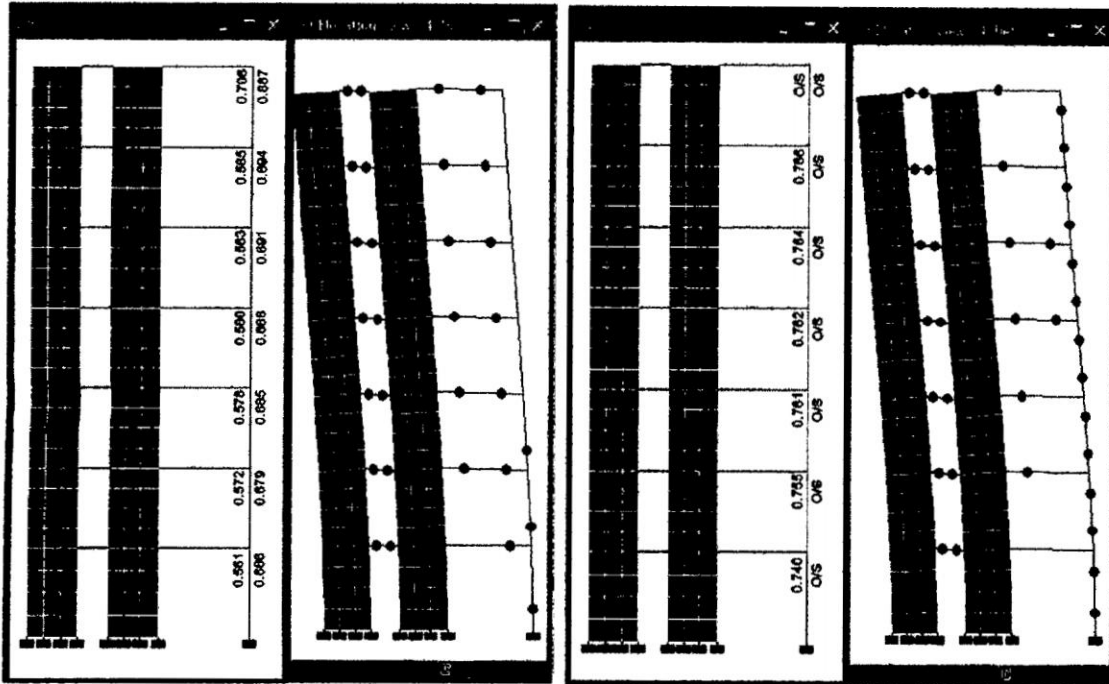


Figura 6.32: comparación de columna fuerte/viga débil (CF-VD), formación de rotulas plásticas cuando se cumple y cuando no se cumple con CF.VD, eje 4-4

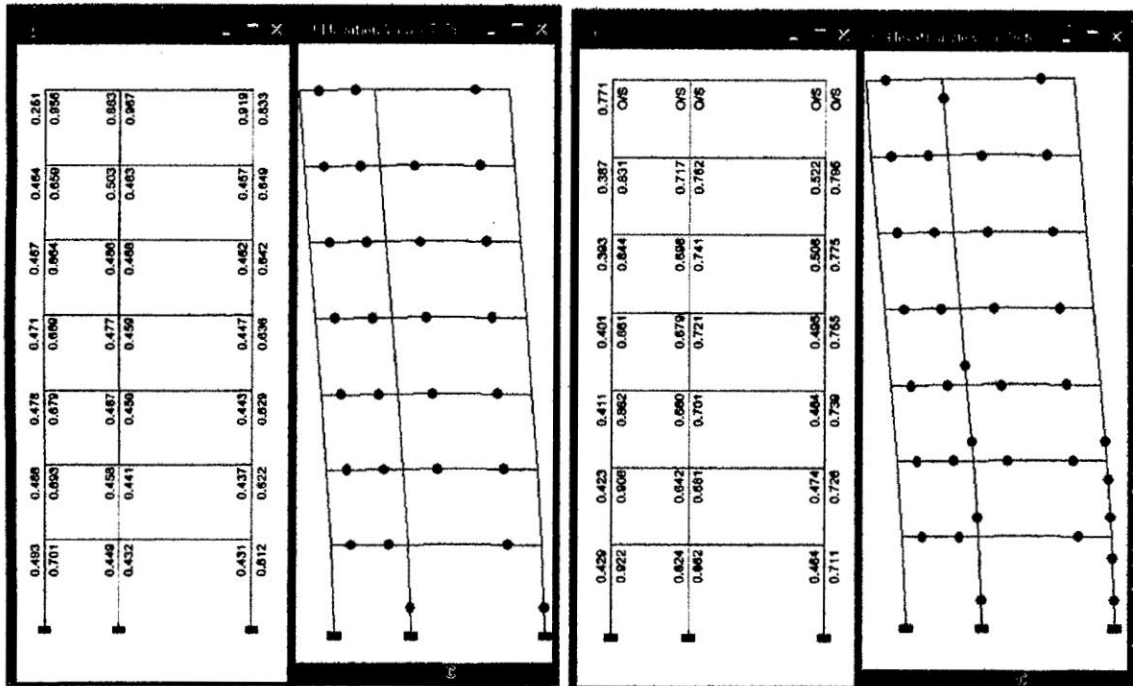


Figura 6.33: comparación de columna fuerte/viga débil (CF-VD), formación de rotulas plásticas cuando se cumple y cuando no se cumple con CF.VD, eje 7-7

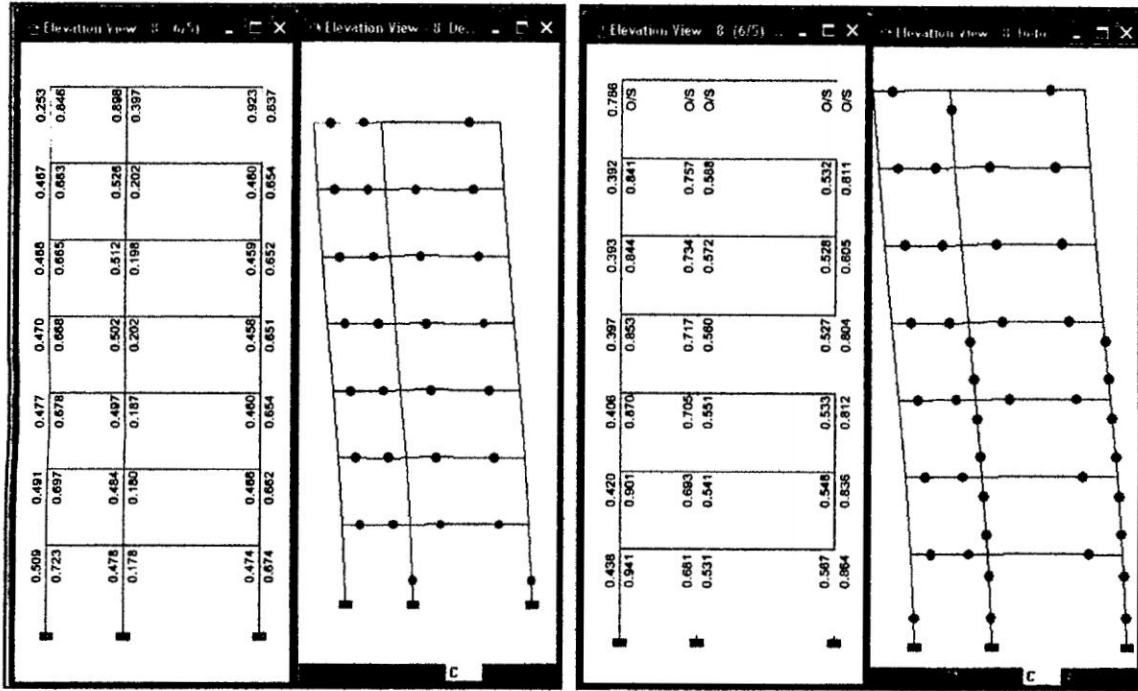


Figura 6.34: comparación de columna fuerte/viga débil (CF-VD), formación de rotulas plásticas cuando se cumple y cuando no se cumple con CF.VD, eje 8-8

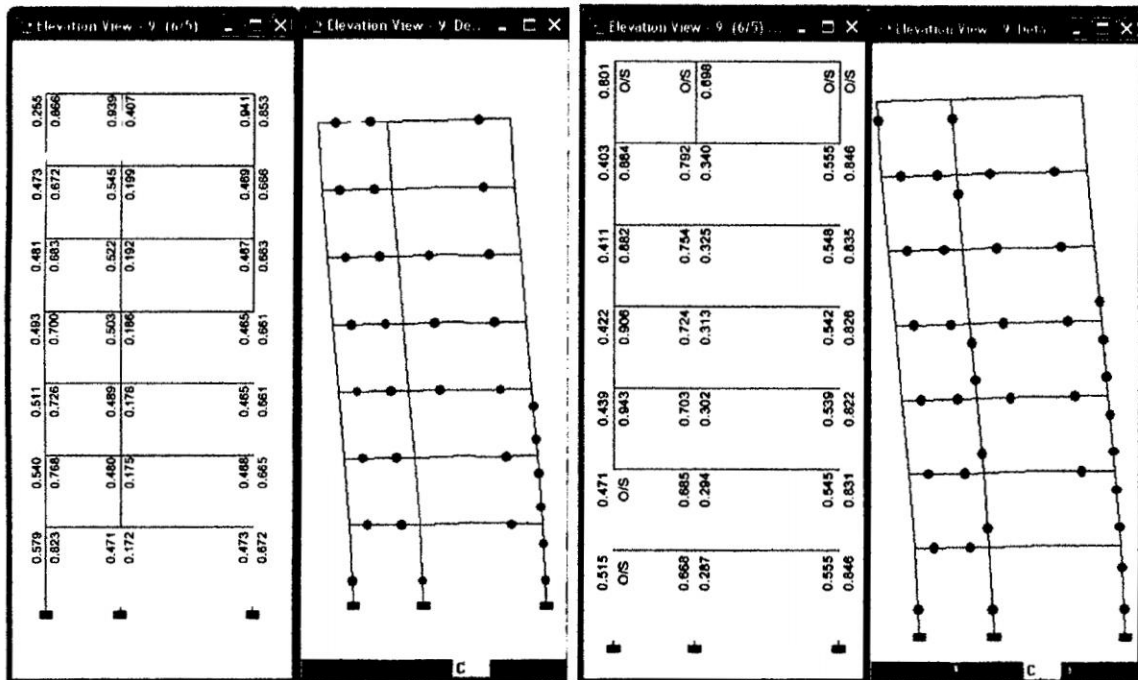


Figura 6.35: comparación de columna fuerte/viga débil (CF-VD), formación de rotulas plásticas cuando se cumple y cuando no se cumple con CF.VD, eje 9-9

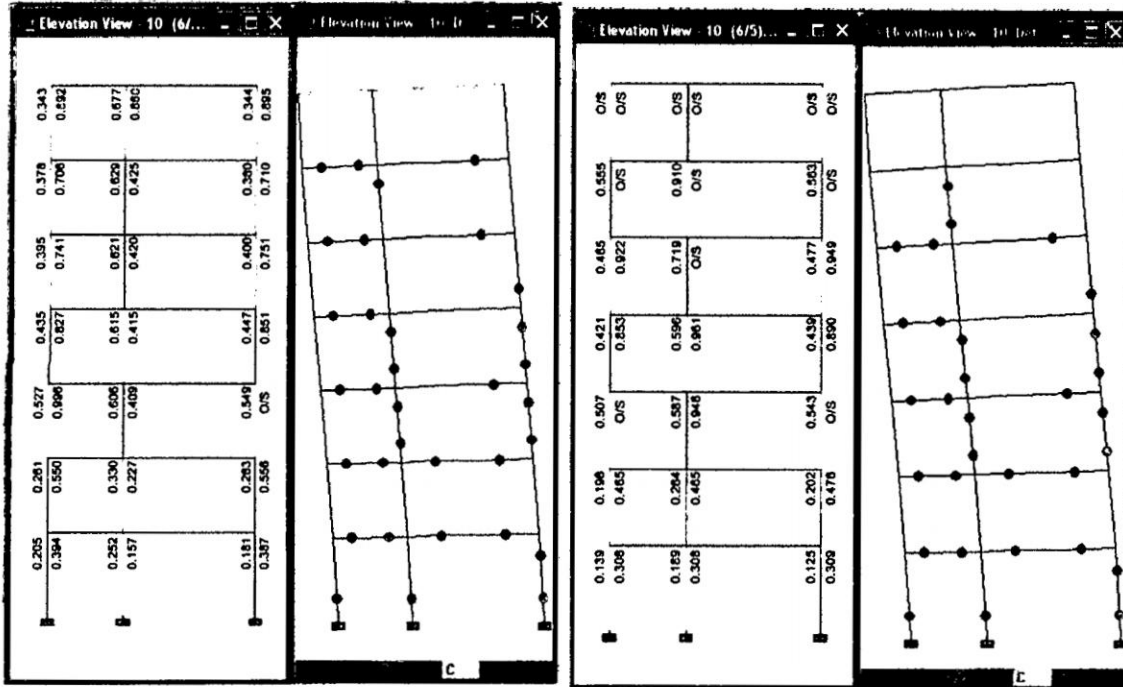


Figura 6.36: comparación de columna fuerte/viga débil (CF-VD), formación de rotulas plásticas cuando se cumple y cuando no se cumple con CF.VD, eje 10-10

6.8.3.3.4 Resumen

En la dirección del eje X, la dirección más vulnerable, el desplazamiento de desempeño en el techo fue de 9.273 cm para un nivel de sismo raro. Y en la siguiente tabla se resume el número total de elementos entre vigas y columnas que entraron en el rango inelástico.

Descripción	cuando cumple con columna fuerte/viga débil		cuando no cumple con columna fuerte/viga débil	
	# de rotulas antes del punto de desempeño	# de rotulas después del punto de desempeño	# de rotulas antes del punto de desempeño	# de rotulas después del punto de desempeño
Total de elementos con comportamiento inelástico	5	92	9	97
Total de elementos horizontales con comportamiento inelástico	0	79	0	62
Total de elementos Verticales con comportamiento inelástico	5	13	9	35
Total de elementos horizontales con comportamiento inelástico- Inaceptables	0	3	0	3
Total de elementos Verticales con comportamiento inelástico- Inaceptables	1	3	1	4

Tabla 6.13: resumen de elementos que se encuentran con comportamiento inelástico

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES.

1. Se verifico que los edificios de albañilería confinada en el cual se utiliza como unidad de albañilería de fabricación artesanal (8.5X11.5X21.5) dan poca rigidez y resistencia al edificio, por tal razón se ha demostrado que este tipo de edificios cumplen la rigidez y resistencia hasta un nivel máximo de tres pisos; si en el edificio se utilizara las unidades de albañilería de fabricación industrial (9X13X23) cumple con la rigidez y resistencia hasta un nivel máximo de cinco pisos (para el modelo analizado).
2. Se ha demostrado que se puede estructurar edificios mayores a tres pisos cuando se utiliza muros de concreto armado para mejorar la rigidez del edificio y en aquellos muros donde no se cumple con la resistencia remplazando con muros de concreto armado; la alteración en la configuración estructural cuando llevan muros de concreto armado no es de mucha importancia en caso de eliminar muros interiores de corta longitud ya que se demostró que estos muros no aportan considerablemente a la rigidez del edificios.
3. Se ha demostrado que en el caso de incrementar un nivel mas, La configuración estructural es muy sensible porque el control de deriva se incrementa en un 50% aproximadamente ya sea cuando se utilice como material unidades de AFA o AFI, por tal razón

no es recomendable incrementar un nivel más a edificios que hayan sido configurados estructuralmente para cierto nivel o número de pisos, sin previo análisis técnico.

4. En el modelamiento de interacción suelo estructura se utilizo las ecuaciones dadas por el FEMA 356 y el ATC 40, asignándoles resortes elásticos en los apoyos de la base y con el espectro de la norma E.030 escalado por efectos cinemáticas tal como indican las norma mencionadas. en el resultado del análisis se ha demostrado que los esfuerzos en las vigas y columnas son mayores y las reacciones en la base por acciones sísmicas son menores respecto al edificio modelado con base rígida. Entonces los efectos de interacción suelo estructura no pueden ser considerados en forma general como desfavorable o favorable a la respuesta estructural, en este caso se podría utilizar las reacciones de base para el diseño de las zapatas en el programa SAFE. Ya que en el SAFE versión 12.1.1 no se puede exportar las reacciones de un análisis dinámico espectral solo de un análisis Sísmico estático del cual sus valores son sobredimensionadores.
5. Se ha demostrado que cuando no se cumple en su totalidad con la verificación de columna fuerte y viga débil, se tiene mayor formación de rotulas plásticas en las columnas y existiendo más elementos entre columnas y vigas con comportamiento inelástico; mientras si se cumple en su totalidad con la verificación de columna fuerte y viga débil, se tiene mayor formación de rotulas plásticas en vigas que en columnas tal como se desea en un buen diseño estructural.
6. En el análisis no lineal del edificio donde solo se considero rotulas plásticas en vigas y columnas y con patrón de carga del primer modo se observa un desempeño operacional para sismos frecuentes y ocasionales mientras para un sismo raro el desempeño es funcional.
7. En el modelamiento estructural con el programa Etabs de los edificios de albañilería confinada, no se considero los elementos de confinamiento como columnas y vigas por

la razón de que algunos muros en los pisos superiores al primer piso trabajan en condición agrietado por el cual las columnas trabajan a fuerzas de corte, tracción y compresión en caso de muros no agrietados las columnas trabajan a fuerzas de tensión y compresión, como se observo en los cálculos de verificación de agrietamiento de muros y la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros. Por esta razón no es recomendable utilizar las columnas en el modelamiento estructural en el programa Etabs.

8. La densidad mínima de muros en el edificio de 5 pisos de albañilería confinada con unidades de albañilería de fabricación artesanal (AFA) al inicio de su predimensionamiento resulto en la dirección X (0.032) y en la dirección Y (0.043) y al realizar el primer análisis dinámico los controles de la distorsión inelástica resultaron en X (0.106) y en Y (0.0037), como no cumplía la deriva se tuvo que cambiar los muros de soga del eje 1-1 y 4-4 a muros de concreto. Cuya densidad de muros se incremento de la siguiente manera en X(0.111) y con distorsión inelástica en X (0.0042) y en Y (0.0027), cumpliendo con la norma E.030, pero al realizar el control de resistencia de los muros, existieron muros que no cumplieron con la carga vertical máxima y con la fuerza cortante admisible, indicado en la norma E.070, para el cual se tuvo que cambiar de aparejo soga a aparejo cabeza en este caso todo los muros perimetrales de los dos primeros pisos y los muros del eje 8, 9 y C a muros de concreto armado como muestran los planos finales. Cuya densidad de muros final fue en X (0.159), en Y (0.068) y con distorsión inelástica en X (0.0037) y en Y (0.0020), entonces por la forma y el material (AFA) usado en este tipo de edificios la densidad mínima de muros solo se tendría que usar como una forma de predimensionar los muros de albañilería.
9. La densidad mínima de muros en el edificio de 5 pisos de albañilería confinada con unidades de albañilería de fabricación Industrial (AFI) al inicio de su predimensionamiento resulto en la dirección X (0.034) y en la dirección Y (0.049) y al realizar el primer análisis

lisis dinámico los controles de la distorsión inelástica resultaron en X (0.0047) y en Y (0.0017). pero al realizar el diseño existieron muros que no cumplieron con la carga vertical máxima y con la fuerza cortante admisible, indicado en la norma E.070, para el cual se tuvo que cambiar a los muros del eje 4 y 9 a muros de concreto armado. Cuya densidad de muros final fue en X (0.052), en Y (0.049) y con distorsión inelástica en X (0.004) y en Y (0.0015), entonces al utilizar como materia las unidades de AFI se tiene mucha relación con la densidad mínima de muros y la rigidez del edificio.

10. En el metrado del peso del edificio, metrados manualmente y comparadas con lo que nos entrega el programa Etabs, resulta que en caso de los edificios de albañilería confinada el programa Etabs entrega el peso del edificio en un 7.95% más del peso real de la estructura. el cual nos da mayor seguridad por lo que a mayor peso en la estructura mayor será la demanda de rigidez, por tal razón se podría trabajar tranquilamente para un análisis sísmico estático (distribución de fuerzas por piso) con el peso que nos entrega el programa Etabs.
11. El valor de la densidad de muros medido a través de su resistencia a corte ($V_{mi} \geq V_{Ei}$) en el primer pisos del edificio de albañilería confinada con unidades de (AFA) en la dirección X es de ($170.87Tn \geq 139.80 Tn$) nos indica que el edificio tiene suficiente resistencia y rigidez, y que tendría un comportamiento elástico ante los sismos moderados y ante el sismo severo no se sobrepasaría su límite de reparación.
12. Utilizando un procedimiento dinámico lineal (con espectro elástico y secciones efectivas) se calculo el punto de fluencia como en la dirección X ($V_y = 404.41Tn$) posteriormente el desplazamiento máximo ($\delta_{max} = 3.40cm$) apoyados con la norma E.030 y el ATC 40 del edificio de albañilería confinada con unidades de (AFA), el desplazamiento del techo calculados por el procedimiento modal espectral del capítulo IV para este tipo de Edificio-01 se tiene el siguiente valor ($D_x = 2.903cm$) que es menor al va-

lor del desplazamiento máximo por tanto la estructura estará trabajando elásticamente como se esperaba de acuerdo a las metodologías de diseño. Esto podría ser comprobado por un análisis no lineal, el cual es muy complejo para edificios de albañilería confinada, que no está al alcance de esta tesis para este tipo de configuración estructural.

13. Se clasifico al suelo donde a de proyectarse el edificio de albañilería confinada y el edificio de tipo Hibrido (Aporticado mas muros de albañilería) como tipo **S2** "suelo intermedio" según la Norma E.030-6.2 y como tipo de suelo **D** según la norma FEMA 356, ATC 40 y con la tabla de equivalencia mostrada en un seminario del ACI-14/05/10 por el Dr. Ing. Jorge E. Alva Hurtado, esta clasificación por la norma FEMA 356 es útil para poder estimar la velocidad de onda de corte (19000 cm s) para calcular el modulo de corte inicial (662.39 Kg cm^2) y con la aceleración del primer modo para un espectro elástico se calcula el modulo de corte efectivo (366.52 Kg cm^2) el cual es en el análisis de interacción suelo estructura y finalmente se elaboro una grafica del modulo de subrasante (coeficiente de balasto) versus varios Ancho de cimentaciones, para ser utilizados en el modelamiento de la cimentaciones en el programa SAFE.
14. En el diseño de las cimentaciones corridas para los muros de albañilería confinada se tuvo que incrementar la profundidad de cimentas en vez de incrementar el ancho de la cimentación corrida para poder obtener mayor capacidad portante del terreno, si se hubiese incrementado el ancho de la cimentación corrida para cumplir con la capacidad portante se tendría que verificar por flexión por tener volados considerables y se tendría que reforzar con acero y serian prácticamente cimentaciones corridas de concreto armado.
15. En el edificio-02 de tipo Hibrido los muros de albañilería confinados por los pórticos se modelaron con elementos Shell (recomendaciones por Ing. San Bartolomé) y también con puntal diagonal equivalente de albañilería con factor de reducción sísmica ($R=3$) y

con una deriva máxima de 0.005, debido a que el pórtico es flexible y la albañilería no puede seguir la deformada y termina agrietándose por flexión, las derivas en el modelo considerando los muros como elemento Shell en dirección X ($D_{max} = 0.0048$) en el quinto nivel resultando ligeramente mayor al modelo con puntal diagonal en dirección X ($D_{max} = 0.0045$) del quinto nivel. en los otros resultados estructurales los valores son ligeramente mayores en un modelo con puntal diagonal. La estructura finalmente se diseño con el modelo de puntal diagonal por dar mayor seguridad debido al incremento de los valores y por la facilidad de verificar su resistencia a la compresión de acuerdo a la norma E.070.

16. En el diseño de los elementos estructurales con el programa Etabs que usa las normas del ACI 318 y el IBC es necesario asignarle una categoría de diseño sísmico (Seismic Design Category) en el trabajo se le asigno la categoría **D**, de acuerdo a la norma ACI 318 08, UBC 97 y el ATC 40 que categoriza de acuerdo a la zonificación sísmica y a la aceleración máxima de esta.
17. Con el análisis dinámico lineal se calculo el valor aproximado del punto de fluencia ($D_{x-fluencia} = 0.13m$) con secciones efectivas y espectro sísmico elástico de la norma E.030, luego comparada con el valor calculado del análisis modal de respuesta espectral ($D_x = 0.08m$), el cual es menor al valor aproximado de 0.13cm por lo tanto la estructura estaría trabajando elásticamente como se esperaba de acuerdo a las metodologías de diseño. pero en el análisis estático no lineal (Pushover) el punto de fluencia resulto ser $D_{x-fluencia} = 0.082m$, 4.8 cm menos del valor aproximado.

7.2 RECOMENDACIONES

1. Al realizar el análisis estructural y los diseños de los edificios de albañilería confinada y cuando se utiliza como material las unidades de albañilería de fabricación artesanal es recomendable trabajar con las dimensiones efectivas reales y con la resistencia a compresión de estas, habiéndose varias investigaciones de tesis en la UNSCH de este material
2. Para el cálculo de la rigidez del suelo se recomienda que primero se predimensionen correctamente las zapatas y luego de realizar el análisis de interacción suelo estructura volver a predimensionar y diseñar la sección de las zapatas para volver a verificar la rigideces finales del suelo y volver a modelar la interacción suelo estructura, pues de las dimensiones finales de las zapatas depende el buen modelamiento de interacción suelo estructura.
3. Se debe de incluir en la norma E.030 los tipos de suelo con la velocidad de onda de corte que les corresponde ya de estas influyen directamente en las consideraciones de los efectos de interacción suelo estructura y para el diseño de las cimentaciones.
4. En el requerimiento de confinamiento de los muros de concreto armado la norma E.060 indica que el cociente $\delta_u h_m$ no debe ser menor a 0.005 a pesar que la norma internacional ACI 318 indica como mínimo 0.007 se recomienda revisar este valor como limite ya que la norma E.60.2009 considera todo los capítulos de la norma ACI 318, y viéndose que los muros de concreto fallan en su mayoría por falta de confinamiento.

REFERENCIA.

CAPÍTULO I

1.1 Quiun W. Daniel. Criterios Para Construcciones De Ladrillo Más Seguras. PUCP

1.2 Abrams DP (editor). Masonry in the Americas. American Concrete Institute. SP-147, USA, 1994.

1.3 Crisafulli F.J. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry in-fills, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda: 1997.

1.4 Holmberg A y Araneda M. Albañilería en Chile, memorias del V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Querétaro: 2007.

CAPÍTULO II

2.1 Pizarro Quispe Mario. Capacidad de Carga de los Suelos del Área Urbana del Distrito de Ayacucho. Tesis Universidad nacional san Cristóbal de huamanga; 2009.

2.2 Bartolomé Ángel, Daniel Quiun, Wilson Silva. Diseño y Construcción de Estructuras sismo Resistentes de Albañilería. 1° ed. Lima: Fondo Editorial PUCP; 2011.

2.3 Alfaro Asto Luis Alberto. Evaluación de la calidad del ladrillo y albañilería fabricados en Ayacucho. Tesis Universidad nacional san Cristóbal de huamanga; 2007.

2.4 Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente, NSR-98

2.5 Blanco Blasco Antonio. Concreto armado I

2.6 Alfaro Juan M. Análisis estático y dinámico lineal y no lineal de sistemas de edificios-ETABS 9.0.1° Edición. Lima: Editorial Megabyte; 2006.

2.7 Soldevilla Roca Raquel. Estudio Analítico Experimental de la Albañilería de ladrillo en Ayacucho. Tesis Universidad nacional san Cristóbal de huamanga; 2006.

- 2.8 Aguirre Gaspar Dionisia Rosa.** Evaluación De Las Características Estructurales De La Albañilería Producida Con Unidades Fabricadas En La Región Central Junín. Tesis Pontificia Universidad Católica Del Perú; 2004
- 2.9 Norma Técnica E.070 Albañilería.**2006, Resolución Ministerial N°011-2006-Vivienda
- 2.10 Bendezu P. Jaime L.** Evaluación del Ladrillo Artesanal de la Ciudad de Ayacucho y su Mejoramiento de Calidad. Revista el Ingeniero Civil N° 130.2003
- 2.11 Bartolomé Ángel.** Comentario a la Norma Técnica de Edificaciones E.070 Albañilería. Mayo 2005
- 2.12 Abanto Castillo Flavio.** Análisis y Diseño de Edificios de Albañilería.2º Edición. Lima-Perú: Editorial San Marcos; 2002.
- 2.13 Nawy Edward G.** Concreto Reforzado.1º Edición. The State University of New Jersey; 1988.
- 2.14 Terán Gilmore Amador, Arroyo Espinoza Danny y Ruiz García Jorge.** Diseño por Desempeño ¿el futuro para el diseño de las estructuras de mampostería?. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural
- 2.15 Shear Wall Desing Manual for the 1997 UBC-Computers and Structures, Inc.** - Berkeley, California, USA.2000.
- 2.16 Calavera J.** Calculo de Estructuras de Cimentación.4º edición. España: INTEMAC;2000
- 2.17 Taboada García José Antonio y Izcue Uceda Arturo Martín.** Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras. Tesis Pontificia universidad católica del Perú. 2009
- 2.18 S. Pompeu Santos.** Enclosure Masonry Wall Systems Worldwide-CIB W023 – Wall Structures.2007
- 2.19 López Olvera Martin Gerardo.** Diseño de Muros de Cortante en Edificios Altos-Tesis IPN-ESIA-México D.F. 2005

2.20 Carrillo Julián, González Giovanni. Influencia de la Mampostería no Reforzada en el Comportamiento Inelástico de Pórticos de Concreto. Medellín. 2007

2.21 Kuruiwa Julio. Reducción de Desastres-Viviendo en Armonía con la Naturaleza- - Bruño-2005

2.22 Riesgo Sísmico de Tacna-CISMID-UNI-1988

2.23 Olarte Jorge, Quispe Norbertt. Evaluación del Riesgo Sísmico en la Ciudad de Ayacucho -XV CONIC 2005

CAPÍTULO III

3.1 Pizarro Quispe Mario. Capacidad de Carga de los Suelos del Área Urbana del Distrito de Ayacucho. Tesis Universidad nacional san Cristóbal de huamanga; 2009.

3.2 Stafford Smith, Bryan y Coull, Alex Op. Cit. 17

3.3 Olarte Jorge, Quispe Norbertt. Evaluación del Riesgo Sísmico en la Ciudad de Ayacucho -XV CONIC 2005

3.4 Abanto Castillo Flavio. Análisis y Diseño de Edificios de Albañilería.2º Edición. Lima-Perú: Editorial San Marcos; 2002.

3.5 Alfaro Asto Luis Alberto. Evaluación de la calidad del ladrillo y albañilería fabricados en Ayacucho. Tesis Universidad nacional san Cristóbal de huamanga; 2007.

3.6 Soldevilla Roca Raquel. Estudio Analítico Experimental de la Albañilería de Ladrillo en Ayacucho. Tesis Universidad nacional san Cristóbal de huamanga; 1996.

CAPÍTULO IV

4.1 Bartolomé Ángel, Daniel Quiun, Wilson Silva. Diseño y Construcción de Estructuras sismo Resistentes de Albañilería.1º ed. Lima: Fondo Editorial PUCP; 2011.

Norma Técnica de Edificaciones E.020, 2005."Cargas", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima-Perú

Norma Técnica de Edificaciones E.030, 2005. "Diseño Sismoresistente", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima-Perú

Norma Técnica de Edificaciones E.050, 2005. "Suelos y Cimentaciones", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima-Perú

Norma Técnica de Edificaciones E.060, 2009. "Concreto Armado", SENCICO, Lima-Perú

Norma Técnica de Edificaciones E.070, 2005. "Albañilería", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima-Perú

American Concrete Institute ACI 318-08, "Building code Requirements for Structural Concrete", 2008.

Uniform Building Code UBC-97, "Structural Engineering Design Provisions", International Conference of Building Officials, Whittier, CA. 1997.

Applied Technology Council ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Redwood City, California, 1996.

Federal Emergency Management Agency FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, D.C., 2000

ANEXOS

DISEÑO DE VIGAS SOLERA

Muro	l (m)	Ts (Tn)	As (cm2)	Altura (cm)	As (#)	As a usar (cm2)	Av [l]
VIGAS							
STORY5 - 3X	0.115	0.585	0.155	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 3X	0.115	3.902	1.032	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 3X	0.115	4.049	1.071	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 3X	0.115	4.205	1.113	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 3X	0.115	4.388	1.161	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 4X	0.115	0.495	0.131	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 4X	0.115	0.765	0.202	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 4X	0.115	3.823	1.011	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 4X	0.115	3.992	1.058	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 4X	0.115	4.154	1.102	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 5X	0.115	6.420	1.898	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 5X	0.115	7.412	1.961	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 5X	0.115	7.807	2.065	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 5X	0.115	8.135	2.152	50.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 5X	0.115	8.885	2.351	50.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 8X	0.115	5.938	1.571	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 8X	0.115	9.821	2.598	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 8X	0.115	10.578	2.798	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 8X	0.215	19.102	5.054	20.000	5.16 cm2 = 4#4	5.160	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 8X	0.215	20.141	5.328	20.000	5.16 cm2 = 4#4	5.160	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 1Y	0.115	6.829	1.808	20.000	4 cm2 = 2#3+2#4	4.000	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 1Y	0.115	9.815	2.544	20.000	4 cm2 = 2#3+2#4	4.000	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 1Y	0.115	11.931	3.158	20.000	4 cm2 = 2#3+2#4	4.000	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 1Y	0.215	17.648	4.669	20.000	6.58 cm2 = 2#3+4#4	6.260	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 1Y	0.215	22.943	6.069	20.000	6.58 cm2 = 2#3+4#4	6.260	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 2Y	0.115	2.145	0.567	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 2Y	0.115	9.183	2.424	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 27
STORY3 - 2Y	0.115	9.765	2.583	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 28
STORY2 - 2Y	0.215	17.643	4.667	20.000	6.58 cm2 = 2#3+4#4	6.260	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 29
STORY1 - 2Y	0.215	18.558	4.909	20.000	6.58 cm2 = 2#3+4#4	6.260	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 30
STORY5 - 3Y	0.115	1.875	0.498	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 3Y	0.115	2.810	0.690	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 3Y	0.115	4.361	1.154	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 3Y	0.115	4.662	1.207	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 3Y	0.115	4.819	1.275	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 4Y	0.115	2.460	0.651	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 4Y	0.115	3.840	1.016	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 4Y	0.115	4.755	1.258	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 4Y	0.115	7.283	1.921	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 4Y	0.115	7.752	2.051	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 5Y	0.115	0.720	0.190	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 5Y	0.115	7.061	1.888	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 5Y	0.115	7.389	1.955	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 5Y	0.115	7.828	2.018	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 5Y	0.115	8.073	2.136	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 6Y	0.215	0.838	0.189	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 6Y	0.215	1.338	0.354	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 6Y	0.215	4.590	1.214	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 6Y	0.215	4.798	1.269	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 6Y	0.215	5.054	1.337	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 7Y	0.215	0.450	0.119	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 7Y	0.215	1.200	0.317	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 7Y	0.215	1.455	0.385	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 7Y	0.215	1.155	0.300	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 7Y	0.215	3.854	1.046	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 8Y	0.115	3.330	0.881	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 8Y	0.115	5.090	1.347	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 8Y	0.115	5.294	1.400	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 8Y	0.115	5.533	1.464	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 8Y	0.115	5.795	1.533	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 10Y	0.115	5.873	1.554	20.000	4 cm2 = 2#3+2#4	4.000	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 10Y	0.115	11.981	3.164	20.000	4 cm2 = 2#3+2#4	4.000	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 10Y	0.115	12.935	3.422	20.000	4 cm2 = 2#3+2#4	4.000	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 10Y	0.215	23.072	6.104	20.000	6.58 cm2 = 2#3+4#4	6.260	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 10Y	0.215	24.307	6.430	20.000	6.58 cm2 = 2#3+4#4	6.260	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY5 - 11Y	0.115	3.060	0.810	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY4 - 11Y	0.115	9.362	2.477	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY3 - 11Y	0.115	10.019	2.650	20.000	2.84 cm2 = 4#3	2.840	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY2 - 11Y	0.215	18.910	4.764	20.000	5.16 cm2 = 4#4	5.160	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25
STORY1 - 11Y	0.215	18.908	5.002	20.000	5.16 cm2 = 4#4	5.160	[] 6mm: 1 @ 5.4 @ 10, Rto @ 25

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS DE ACOPLE

Datos del Etapa						Asignacion de refuerzo Longitudinal					
Story	SpandLbf	StnLoc	TopSteel	BotSteel	Message	As Top diámetro	As Top (cm ²)	Comprob.	As Bot diámetro	As Bot (cm ²)	Comprob.
STORY1	S1	Left	0.059	0.061	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S1	Right	1.959	1.641	No Message	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK
STORY1	S2	Left	2.418	1.11	No Message	2.84 cm ² = 4-#3	2.76	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S2	Right	0.061	0.060	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S3	Left	0.296	0.083	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S3	Right	0.088	0.421	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S4	Left	0.241	0.143	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S4	Right	0.183	0.295	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S5	Left	0.021	0.017	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S5	Right	0.393	0.305	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S8	Left	0.089	0.111	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S8	Right	0.914	0.437	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S7	Left	0.87	1.717	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK
STORY1	S7	Right	2.202	1.172	No Message	2.84 cm ² = 4-#3	2.76	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S8	Left	1.959	0.699	No Message	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S8	Right	0.091	0.118	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S9	Left	0.099	0.077	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S9	Right	1.481		No Message	2.84 cm ² = 4-#3	2.76	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S10	Left	1.027	1.11	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S10	Right	1.959	1.132	No Message	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S11	Left	2.021	0.637	No Message	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S11	Right	0.132	0.127	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S12	Left	0.613	0.47	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S12	Right	0.496	0.608	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S13	Left	0.505	0.169	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S13	Right	0.109	0.569	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S14	Left	0.521	0.425	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S14	Right	0.366	0.568	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S15	Left	0.277	0.17	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S15	Right	0.217	0.4	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S16	Left	0.385	0.642	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S16	Right	0.752	0.371	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S17	Left	0.088	0.265	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S17	Right	2.201	0.858	No Message	2.84 cm ² = 4-#3	2.76	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S18	Left	2.467	1.959	No Message	2.84 cm ² = 4-#3	2.76	OK	2.13 cm ² = 3-#3	2.13	OK
STORY1	S18	Right	0.281	0.44	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S19	Left	0.241	0.055	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S19	Right	0.219	0.048	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S20	Left	0.645	0.635	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S20	Right	0.624	0.654	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S21	Left	0.161	0.107	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK
STORY1	S21	Right	0.101	0.097	No Message	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK	1.42 cm ² = 2-#3	1.42	OK