UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**Diseño estructural de un edificio de 40 pisos en el suelo rígido de
Lima haciendo uso de losas postensadas**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Barba Medina, Diego Alonso (0000-0001-9394-637X)

La Torre Orozco, Josue Mauricio (0000-0002-3303-7518)

ASESOR

Moreno Sanchez, Javier Daniel (0000-0003-2132-8171)

Lima, 4 de Agosto del 2020

Dedicatoria

Dedicamos la presente tesis a nuestros padres y hermanos por el apoyo y la confianza que nos han dado para cumplir nuestros objetivos como personas y estudiantes, y por estar a nuestro lado apoyándonos y aconsejándonos siempre.

RESUMEN

La presente tesis, expone inicialmente el atraso del Perú en cuanto al desarrollo de edificaciones en altura respecto al resto de países en la región sudamericana. Este hecho, junto al contexto de desarrollo del país, nos lleva a esperar que este tipo de proyectos se generen en los próximos años como *landmarks* en el país. Tomando en cuenta la suma de ambos conceptos, junto al factor sísmico al que el país está sometido constantemente, es que planteamos realizar el diseño de un edificio en altura, para ser tomado como una referencia dentro del marco de la normativa peruana.

Para lograr esto, determinaremos los usos y requerimientos usuales de un edificio en altura, tomando como ejemplo otros edificios en altura de la región; las consideraciones a ser tomadas en cuenta en los criterios de estructuración, explorando el uso de un núcleo rígido central en edificaciones de este tipo; los factores del análisis estructural que pueden variar respecto al análisis de otro tipo de edificación; y el diseño estructural de los elementos resistentes que le dan solución a los esfuerzos generados por el análisis estructural, principalmente al diseño del núcleo rígido central y las losas postensadas.

Palabras Clave:

Edificios en altura, losas postensadas, núcleo rígido central, criterios de estructuración, luces amplias, elementos postensados.

Estructural design of a 40 story building over rigid soil of lima using post-tensioned slabs.

ABSTRACT

This thesis initially exposes Peru's downside in the development of tall buildings comparing it to the rest of the countries in the South American. This fact, along with the country's development context, gives us hope that these type of projects will be generated in the up coming years as landmarks in the country. Taking into account the sum of both concepts, together with the seismic factor to which the country is constantly subjected, we propose to design a tall building, to be taken as a reference within the framework of Peruvian regulations.

To achieve this, we will determine the usual uses and requirements of a tall building, taking as an example other tall buildings in the region; the considerations to be taken into account in the structuring criteria, exploring the use of rigid core walls in buildings of this type; the factors of the structural analysis that may vary depending on the analysis of another type of building; and the structural design of the resistant elements that provide a solution to the stresses generated by the structural analysis, mainly the design of the central rigid core and the post-tensioned slabs.

Keywords:

High-rise buildings, post-tensioned slabs, central rigid core, structuring criteria, wide spans, post-tensioned elements.

ÍNDICE

1.TEMA Y TÍTULO	17
1.1. Tema	17
1.2. Título	17
2. FUNDAMENTACIÓN	17
2.1. Realidad problemática	17
2.2. Delimitación de la investigación	17
2.3. Formulación del problema	18
2.4. Formulación de la hipótesis	18
3. OBJETIVOS	18
3.1. Objetivo general	18
3.2. Objetivos específicos	18
3.3. Indicadores de logro	19
4. HISTORIA DE LOS EDIFICIOS EN LIMA Y COMPARACIÓN DE LOS EDIFICIOS EN SUDAMÉRICA.	19
4.1. Introducción	19
4.2. Time-lapse de los edificios en Lima	19
4.3. Comparación a nivel Sudamérica	22
5. MARCO METODOLÓGICO	24
5.1. Tipo de investigación	24
5.2. Diseño de investigación	24
5.3. Desarrollo de la investigación	24
5.3.1. Generalidades del proyecto	24
5.3.2. Criterios de estructuración	24
5.3.1. Predimensionamiento de elementos estructurales	25
5.3.2. Análisis Estructural e interpretación de resultados	25
5.3.3. Diseño de elementos estructurales	25

6. MARCO TEÓRICO	25
6.1. Estado del arte	25
6.1.1. Diseño sismo resistente de edificios en Centro América	25
6.1.2. Behaviour of outrigger beams in highrise buildings	30
6.1.3. Two-way post-tensioned slabs with bonded tendons	34
6.2. Usos y requerimientos de los edificios altos	35
6.3. Análisis estructural de edificaciones	37
6.3.1. Análisis dinámico tiempo historia.	38
6.4. Elementos Presforzados	40
6.4.1. Antecedentes	42
6.4.2. Tipos	43
6.3.2.1 Sistema no adherido de postensado	43
6.3.2.2 Sistema adherido de postensado	43
6.4.3. Ventajas y Desventajas	43
6.3.3.1 Ventajas en el diseño	43
6.3.3.2 Ventajas en la construcción	44
6.3.3.3 Ventajas en el comportamiento	44
6.3.3.4 Desventajas	44
6.4.4. Materiales y equipos utilizados en los sistemas Adherido y no Adherido	44
6.4.5. Proceso constructivo de vigas y losas postensadas	46
6.5. Elementos que aportan rigidez estructural	47
6.5.1. Placas	47
6.4.1.1 Importancia estructural	47
6.5.2. Vigas Pared	47
6.4.2.1 Importancia estructural	47
6.4.2.2 Comportamiento del elemento	48
6.4.2.3 Metodología de diseño	51
7. GENERALIDADES DEL PROYECTO	52
7.1. Objetivo del proyecto	52
7.2. Descripción del proyecto	52
7.3. Arquitectura del edificio	52
7.4. Reglamentos, cargas de diseño y materiales	53
7.4.1. Normas Empleadas	53
7.4.2. Cargas de Diseño	53
7.4.3. Materiales	54
7.4.3.1. Concreto Armado	54
7.4.4. Cemento Portland	54
7.4.5. Armadura de acero	54
8. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	55
8.1. Sistemas estructurales	55

8.1.1.	Sistema aporticado	56
8.1.1.1	Modelación	56
8.1.1.2	Drifts por entrepiso	57
8.1.2.	Sistema dual con placas perimetrales	60
8.1.2.1	Modelación	60
8.1.2.2	Drifts por entrepiso	61
8.1.3.	Sistema dual con núcleos rígidos centrales	63
8.1.3.1	Modelación	63
8.1.3.2	Drifts por entrepiso	65
8.1.4	Comparacion de Drifts y análisis de resultados	68
8.2.	Núcleo rígido central en edificaciones altas	72
8.2.1.	Condicionantes en el diseño	72
8.2.2.	Rigidez esperada	72
8.2.3.	Recomendaciones en el diseño	73
9.	PREDIMENSIONAMIENTO	73
9.1.	Predimensionamiento de losas aligeradas postensadas armadas en una dirección	73
9.2.	Predimensionamiento de las placas	73
9.3.	Predimensionamiento de las columnas	75
10.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	76
10.1.	Clasificación ZUCS	76
10.1.1.	Zona sísmica	76
10.1.2.	Perfiles de suelo	76
10.1.3.	Uso de la edificación	76
10.1.4.	Coeficiente de amplificación sísmica	77
10.1.5.	Suelo de la edificación	78
10.1.6.	Factor de reducción sísmico	78
10.2.	Estimación del peso	79
10.3.	Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes	81
10.4.	Análisis dinámico modal espectral	84
11.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO	97
11.1.	Diseño de losas postensadas	98
11.1.1.	Losa Aligerada tensada en una dirección de tres tramos.	100
11.1.1.1.	Predimensionamiento	101
11.1.1.2.	Metrado de cargas	101
11.1.1.3.	Características de la sección	102
11.1.1.4.	Parámetros de diseño de los tendones	103
11.1.1.5.	Número de tendones	104
11.1.1.6.	VERIFICACIONES DEL DISEÑO	111
11.1.1.6.1.	PRIMERA ETAPA: Chequeo Inmediato después del tensado	113

11.1.1.6.2.	SEGUNDA ETAPA: Chequeo de puesta en servicio	114
11.1.1.7.	Cálculo del Acero de Refuerzo	116
11.2.	Diseño de vigas	123
11.2.1.	Normatividad en el diseño de Vigas	124
12.2.2.1	Análisis Estructural	124
12.2.2.2	Diseño por Flexión	124
12.2.2.3	Diseño por Corte	124
12.2.2.4	Separación de estribos	127
11.2.2.	Diseño de Viga Peraltada Perimetral	127
11.2.3.	Diseño de Viga Peraltada Interior	134
11.3.	Diseño de Columna	140
11.3.1.	Diseño por Flexo Compresión	141
11.3.2.	Diseño por corte	141
11.3.3.	Separación de estribos	142
11.3.4.	Diseño de columna C-1 eje F	142
11.4.	Diseño del núcleo rígido central	148
11.4.1.	Diseño por flexo compresión	148
11.4.2.	Elementos de borde	149
11.4.3.	Ala efectiva del muro	150
11.4.4.	Diseño por corte	150
11.4.5.	Separación de estribos	151
11.4.6.	Diseño de Placa 3	152
12.	CONCLUSIONES	167
13.	RECOMENDACIONES	168
14.	BIBLIOGRAFÍA	169
15.	ANEXOS	171

Índice de Tablas

TABLA 1 PAÍSES POR NÚMERO DE RASCACIELOS.....	22
TABLA 2 25 EDIFICIOS MÁS ALTOS DE SUDAMÉRICA.....	23
TABLA 3 25 EDIFICIOS MÁS ALTOS DEL PERÚ	23
TABLA 4 NORMAS CENTROAMERICANAS Y ESTÁNDARES INTERNACIONALES DE REFERENCIA.....	28
TABLA 5 LÍMITES DE DERIVAS PERMISIBLES EN CENTROAMÉRICA	28
TABLA 6 FACTORES DE ZONA SÍSMICA EN CÓDIGOS CENTROAMERICANOS	29
TABLA 7 PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN DEL MODELO	32
TABLA 8 A/V RATIO PARA LOS SISMOS SELECCIONADOS	32
TABLA 9 USO DE EDIFICIOS ALTOS	36
TABLA 10 VALORES A UTILIZAR PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA CASO 1	39
TABLA 11 VALORES A UTILIZAR PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA CASO 2	40
TABLA 12 DATOS DE DERIVAS POR ENTRE PISO PARA EL SISTEMA DE PÓRTICOS EN X	57
TABLA 13 DATOS DE DERIVAS POR ENTRE PISO PARA EL SISTEMA DE PÓRTICOS EN Y	59
TABLA 14 DRIFTS POR ENTREPISO PARA UN SISTEMA DUAL CON PLACAS PERIMETRALES EN X	61
TABLA 15 DRIFTS POR ENTREPISO PARA UN SISTEMA DUAL CON PLACAS PERIMETRALES EN Y	62
TABLA 16 DRIFTS POR ENTREPISO PARA UN SISTEMA DUAL CON NÚCLEO RÍGIDO CENTRAL EN X	65
TABLA 17 DRIFTS POR ENTREPISO PARA UN SISTEMA DUAL CON NÚCLEO RÍGIDO CENTRAL EN Y	66
TABLA 18 COMPARACION DE DRIFTS DE ENTRE PISO PARA LOS 3 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN XX	68
TABLA 19 COMPARACION DE DRITS DE ENTREPISO PARA LOS 3 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN YY	70
TABLA 20 CORTANTE PARA X E Y	74
TABLA 21 LONGITUD Y ANCHO DE PLACAS EN LOS EJES X E Y	74
TABLA 22 GEOMETRÍA DE LAS COLUMNAS	75
TABLA 23 FACTORES DE ZONA “Z”	76
TABLA 24 FACTOR DE SUELO “S”	78
TABLA 25 PERIODOS “Tp” Y “Tl” SEGÚN PERFIL DE SUELO.....	78
TABLA 26 ESTIMACIÓN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN	79
TABLA 27 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - COLUMNAS	79
TABLA 28 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - PLACAS PISO 1 AL 10	79
TABLA 29 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - PLACAS PISO 11 AL 20	80
TABLA 30 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - PLACAS PISOS 21 AL 30	80
TABLA 31 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - PLACAS PISOS 31 AL 40	80
TABLA 32 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL – VIGAS INTERIORES	80

TABLA 33 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - VIGAS PERIMETRALES	80
TABLA 34 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y MACIZAS	80
TABLA 35 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL - RESUMEN DE PESO POR PISOS	81
TABLA 36 METRADO DEL EDIFICIO MANUAL – COMPARACIÓN CON ETABS	81
TABLA 37 CALCULO DEL COEFICIENTE "V" PARA LAS DIRECCIONES X E Y	82
TABLA 38 DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA DEN ALTURA	83
TABLA 39 PARTICIPACIÓN DE MASA Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA	85
TABLA 40 IRREGULARIDADES DE RIGIDEZ - PISO BLANDO EN DIRECCIÓN X	86
TABLA 41 IRREGULARIDADES DE RIGIDEZ - PISO BLANDO EN DIRECCIÓN Y	87
TABLA 42 IRREGULARIDADES EN ALTURA – IRREGULARIDAD DE MASA O PESO.....	88
TABLA 43 IRREGULARIDADES EN ALTURA - IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL EN AMBAS DIRECCIONES	88
TABLA 44 IRREGULARIDADES EN ALTURA - DISCONTINUIDAD DE LOS SISTEMAS RESISTENTES.....	89
TABLA 45 IRREGULARIDADES EN ALTURA – DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES.....	89
TABLA 46 IRREGULARIDADES EN PLANTA - IRREGULARIDAD TORSIONAL EN X CHECK	190
TABLA 47 IRREGULARIDADES EN PLANTA - IRREGULARIDAD TORSIONAL EN Y CHECK	191
TABLA 48 IRREGULARIDADES EN PLANTA - IRREGULARIDAD TORSIONAL EN Y CHECK	292
TABLA 49 IRREGULARIDADES EN PLANTA - IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.....	92
TABLA 50 IRREGULARIDADES EN PLANTA - ESQUINAS ENTRANTES	92
TABLA 51 IRREGULARIDADES EN PLANTA - DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA	93
TABLA 52 IRREGULARIDADES EN PLANTA SISTEMAS NO PARALELOS	93
TABLA 53 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE FUERZA SÍSMICA DINÁMICA	93
TABLA 55 RELACIÓN DE ESBELTEZ L/H SUGERIDAS	98
TABLA 56 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS LOSAS MACIZAS POSTENSADAS.....	101
TABLA 57 GEOMETRÍA RESULTANTE DE LA LOSA ALIGERADA POSTENSADA	101
TABLA 58 METRADO DE CARGAS DE LOSA POSTENSADA	102
TABLA 59 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN QUE SOPORTARÁ EL POSTENSADO	102
TABLA 60 ESFUERZO MÍNIMO Y MÁXIMO EN LA SECCIÓN	102
TABLA 61 DISTRIBUCIÓN DE CARGA PARA CADA TENDÓN	103
TABLA 62 UBICACIÓN DE LOS PUNTOS MÁS IMPORTANTES EN EL PERFIL DEL TENDÓN ..	103
TABLA 63 RESULTADOS DEL PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO DEL NÚMERO DE TENDONES	105
TABLA 64 CHEQUEO DE LA FUERZA EN EL PAÑO INTERIOR	105
TABLA 65 MOMENTOS ACTUANTES Y SU UBICACIÓN (KN-M).....	112
TABLA 66 MOMENTOS ACTUANTES EN LA LOSA	118
TABLA 67 CUADRO RESUMEN DEL DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA PARA LOS 3 TRAMOS	122
TABLA 68 CALCULO DEL ACERO EN FLEXIÓN	130
TABLA 69 MOMENTO ÚLTIMO EN LA SECCIÓN	130
TABLA 70 MOMENTOS FLECTORES USADOS PARA EL DISEÑO DE ACERO REQUERIDO	130
TABLA 71 COMPARACIÓN ETABS VS CALCULO MANUAL	131

TABLA 72 CÁLCULO DEL ACERO EN FLEXIÓN	136
TABLA 74 MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	137
TABLA 75 MOMENTOS FLECTORES EN LA VIGA	137
TABLA 76 COMBINACIONES DE ESFUERZOS DE FLEXOCOMPRESIÓN PARA LA COLUMNA C-02	143
TABLA 77 VERIFICACIÓN EN LOS ELEMENTOS DE BORDE.....	155
TABLA 78 DISEÑO DE ELEMENTOS DE BORDE	156
TABLA 79 CÁLCULO DE FUERZAS INTERNAS PARA P3.1	157
TABLA 80 CÁLCULO DE FUERZAS INTERNAS PARA P3.2	157
TABLA 81 CÁLCULO DE FUERZAS INTERNAS PARA P3.3	158
TABLA 82 CÁLCULO DE FUERZAS INTERNAS PARA P3.4.....	159
TABLA 83 CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA	165
TABLA 84 RESISTENCIA AL CORTANTE DEL CONCRETO	165
TABLA 85 RESISTENCIA AL CORTANTE DEL ACERO.....	166
TABLA 86 CALCULO DE LA CUANTÍA DE ACERO	166

Índice de Figuras

FIGURA 1 ALTURA SEGÚN EDIFICIO	21
FIGURA 2 ALTURA SEGÚN AÑO DE CONSTRUCCIÓN	21
FIGURA 3 PESO DE COMPONENTES ESTRUCTURALES EN FUNCIÓN DE LA ALTURA	26
FIGURA 4 TORSIÓN ACCIDENTAL, EDIFICIO DE BANCO CENTRAL DE MANAGUA, NICARAGUA.....	26
FIGURA 5 HOSPITAL DE NIÑOS, SAN SALVADOR, ANTES DEL SISMO Y REFORZAMIENTO CON PAREDES DE CORTE.	27
FIGURA 6 MUROS DE CORTE CON OUTRIGGER.....	30
FIGURA 7 ELEVACIÓN Y DETALLES DEL MODELO.....	31
FIGURA 8 (A) DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL EDIFICIO TENIENDO SOLO 1 PISO DE VIGAS OUTRIGGER (B) DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL EDIFICIO TENIENDO 2 PISOS DE VIGAS OUTRIGGER (SIENDO SIEMPRE UNO EL ÚLTIMO NIVEL)	33
FIGURA 9 EDIFICIOS DE MÁS DE 150 M DE ALTURA EN MONTERREY.....	37
FIGURA 10 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES.....	41
FIGURA 11 CARGAS REPARTIDAS UNIFORMEMENTE EN CADA EXTREMO DE LA ALTURA DEL ELEMENTO	48
FIGURA 12 ESFUERZOS VERTICALES ORIGINADOS POR CADA CASO DE COLOCACIÓN DE CARGAS	48
FIGURA 13 ESFUERZOS HORIZONTALES ORIGINADOS POR CADA CASO DE COLOCACIÓN DE CARGAS	49
FIGURA 14 EJEMPLOS DE FISURACIÓN DE LAS VIGAS PARED PARA CADA CASO DE CARGA 50	
FIGURA 15 COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA PARED ANTE LA ACCIÓN DE UNA CARGA DISTRIBUIDA EN LA PARTE SUPERIOR	50
FIGURA 16 COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA PARED ANTE LA ACCIÓN DE UNA CARGA DISTRIBUIDA EN LA PARTE SUPERIOR	51
FIGURA 17 MODELO DE UNA PLANTA TÍPICA PARA UN EDIFICIO DE 40 PISOS (SISTEMA APORTICADO).....	56
FIGURA 18 MODELO DE UNA PLANTA TÍPICA DE 40 PISOS (SISTEMA DUAL).....	60
FIGURA 19 MODELO DE UNA PLANTA TÍPICA DE 40 PISOS (SISTEMA NÚCLEO RÍGIDO CENTRAL).....	63
FIGURA 20 ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES	84
FIGURA 22 VISTA EN PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOSAS POSTENSADAS	98
FIGURA 23 SECCIÓN DE LOSA ALIGERADA POSTENSADA.....	101
FIGURA 24 PERFIL DEL TENDÓN A POSTENSAR.....	103
FIGURA 25 DATOS GENERALES DEL MODELO.....	106
FIGURA 26 CÓDIGO A SEGUIR PARA LA MODELACIÓN Y ANÁLISIS.....	106
FIGURA 27 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN.....	107
FIGURA 28 CARGAS APLICADAS A LA LOSA	107
FIGURA 29 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES DE LA LOSA	108
FIGURA 30 CARACTERÍSTICAS DEL POSTENSADO.....	108

FIGURA 31 CRITERIOS PARA LA VERIFICACIÓN P/A Y BALANCE DE LA CARGA MUERTA	109
FIGURA 32 PERFIL DEL TENDÓN DE POSTENSADO	109
FIGURA 33 RECUBRIMIENTO DEL TENDÓN DE POSTENSADO.....	110
FIGURA 34 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA LOSA POSTENSADA SEGÚN ADAPT	110
FIGURA 35 MOMENTO POR CARGA MUERTA (KN.M).....	111
FIGURA 36 MOMENTO POR CARGA VIVA (KN.M).....	111
FIGURA 37 MOMENTO POR CARGA BALANCEADA (KN.M).....	112
FIGURA 38 VERIFICACIÓN EN LA PRIMERA ETAPA DE POSTENSADO	113
FIGURA 39 VERIFICACIÓN EN LA SEGUNDA ETAPA DE POSTENSADO	115
FIGURA 40 VISTA EN PLANTA DE LOS TRES TRAMOS DE LA LOSA ALIGERADA	117
FIGURA 41 DETERMINACIÓN DE MOMENTOS AMPLIFICADOS	118
FIGURA 42 COMBINACIÓN DE CARGA TÍPICA PARA RESISTENCIA ÚLTIMA.....	118
FIGURA 43 ACERO MÍNIMO EN PAÑOS INTERIORES Y EN LOS EXTREMOS.....	118
FIGURA 44 ACERO MÍNIMO EN APOYOS INTERIORES Y EXTREMOS	119
FIGURA 45 ECUACIONES A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL	120
FIGURA 46 ACERO REQUERIDO PARA RESISTIR MOMENTO ULTIMO EN PAÑOS	120
FIGURA 47 ACERO REQUERIDO PARA RESISTIR MOMENTO ULTIMO EN APOYOS	120
FIGURA 48 DISTRIBUCIÓN DE LA ALTURA DEL POSTENSADO EN LA LOSA	122
FIGURA 49 VISTA EN PLANTA TIPOS DE VIGAS	123
FIGURA 50 VIGA ANALIZADA B14 35x75	127
FIGURA 51 FUERZAS EN LA VIGA PERALTADA	128
FIGURA 52 ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR	128
FIGURA 53 ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE.....	129
FIGURA 54 ACERO REQUERIDO EN VIGA	131
FIGURA 55 ÁREA DE ACERO DISEÑADO POR EL PROGRAMA	131
FIGURA 56 ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE EN VIGA PERALTADA.....	132
FIGURA 57 RESULTADOS DE MOMENTOS Y CORTANTES ACTUANTES	134
FIGURA 58 ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR	135
FIGURA 59 ENVOLVENTE DE CORTANTES.....	135
FIGURA 60 ACERO REQUERIDO.....	137
FIGURA 61 DIAGRAMA DE INTERACCIONES Y-Y	143
FIGURA 62 DIAGRAMA DE INTERACCIONES X-X	144
FIGURA 63 DIAGRAMA DE INTERACCIONES NOMINAL Y MINORADO EN X-X.....	145
FIGURA 64 DIAGRAMA DE INTERACCIONES NOMINAL Y MINORADO EN Y-Y.....	145
FIGURA 65 DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN COLUMNA	147
FIGURA 66 VISTA EN PLANTA TÍPICA	153
FIGURA 67 LONGITUD EFECTIVA SENTIDO X-X.	154
FIGURA 68 LONGITUD EFECTIVA SENTIDO Y-Y.	154
FIGURA 69 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.1 DIRECCIÓN X-X	161
FIGURA 70 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.1 DIRECCIÓN Y-Y	161
FIGURA 71 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.2 DIRECCIÓN X-X	162
FIGURA 72 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.2 DIRECCIÓN Y-Y	162
FIGURA 73 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.3 DIRECCIÓN X-X	163
FIGURA 74 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.3 DIRECCIÓN Y-Y	163

FIGURA 75 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.4 DIRECCIÓN X-X	164
FIGURA 76 DIAGRAMA DE INTERACCIONES P3.4 DIRECCIÓN Y-Y	164

Índice de Ecuaciones

ECUACIÓN 1 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA.....	53
ECUACIÓN 2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS CÉNTRICAS	75
ECUACIÓN 3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EXCÉNTRICAS	75
ECUACIÓN 4 VALOR DE USO	77
ECUACIÓN 5 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA CUANDO $T > T_p$	77
ECUACIÓN 6 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA CUANDO $T_p > T > T_L$	77
ECUACIÓN 7 COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA CUANDO $T > T_L$	77
ECUACIÓN 8 FACTOR DE REDUCCIÓN “R”	78
ECUACIÓN 9 CORTANTE ESTÁTICO.....	81
ECUACIÓN 10 VALOR ADMISIBLE DE C/R	81
ECUACIÓN 11 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	84
ECUACIÓN 14 VALOR DEL F'_{CI}	99
ECUACIÓN 15 VALOR DEL F_{SE}	99
ECUACIÓN 16 VALOR DEL P_{EFF}	99
ECUACIÓN 17 RESUMEN DE LOS VALORES DEL TENDÓN DE POSTENSADO.....	100
ECUACIÓN 18 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS CABLES.	100
ECUACIÓN 19 REDUCCIÓN DEL ESFUERZO AL CUAL SE SOMETERÁN LOS CABLES DE POSTENSADO.....	100
ECUACIÓN 20 CÁLCULO DE LA FUERZA EFECTIVA A LA QUE SE SOMETERÁ CADA TENDÓN	100
ECUACIÓN 21 VALOR DE W_b	104
ECUACIÓN 22 CÁLCULO DE P PARA LA SECCIÓN.....	104
ECUACIÓN 23 CÁLCULO DEL NÚMERO DE TENDONES	104
ECUACIÓN 24 CÁLCULO DE W BALANCEADO	104
ECUACIÓN 25 CÁLCULO DEL P ACTUANTE	104
ECUACIÓN 26 VERIFICACIÓN DEL P ACTUANTE SOBRE EL ÁREA DE LA SECCIÓN	104
ECUACIÓN 29 CALCULO DE LA RESISTENCIA MÁXIMA EN LA PARTE SUPERIOR. (APOYOS)	113
ECUACIÓN 30 CALCULO DE LA RESISTENCIA MÁXIMA EN LA PARTE INFERIOR (APOYOS)	113
ECUACIÓN 32 CALCULO DE LA RESISTENCIA MÁXIMA EN LA PARTE INFERIOR. (ENTRE APOYOS)	115
ECUACIÓN 33 MOMENTO ÚLTIMO EN LOS NERVIOS	117
ECUACIÓN 34 MOMENTO PARA EL CÁLCULO DE A_s	119
ECUACIÓN 35 ÁREA DEL TENDÓN.....	119
ECUACIÓN 36 RESISTENCIA DEL TENDÓN	119
ECUACIÓN 37 COMBINACIONES DE CARGA	123
ECUACIÓN 38 ACERO MÍNIMO PARA VIGAS	124
ECUACIÓN 39 ECUACIONES A UTILIZAR PARA EL DISEÑO POR CORTE	125
ECUACIÓN 40 VERIFICACIÓN DE FALLA DÚCTIL	125
ECUACIÓN 41 VERIFICACIONES POR TORSIÓN.....	126
ECUACIÓN 42 CALCULO DEL V_u	126

ECUACIÓN 43 CALCULO DEL ACERO MÍNIMO	129
ECUACIÓN 44 CALCULO DEL ACERO MAXIMO	129
ECUACIÓN 45 CÁLCULO DEL MOMENTO ÚLTIMO	130
ECUACIÓN 46 CALCULO DE CORTANTE ÚLTIMO	132
ECUACIÓN 47 RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO	132
ECUACIÓN 48 CALCULO DEL CORTANTE REQUERIDO POR EL ACERO	132
ECUACIÓN 49 REFUERZO TRANSVERSAL REQUERIDO POR CORTANTE.....	133
ECUACIÓN 50 ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS	133
ECUACIÓN 51 CÁLCULO DEL ACERO MÍNIMO.....	135
ECUACIÓN 52 CÁLCULO DEL ACERO MÁXIMO	136
ECUACIÓN 53 MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN	136
ECUACIÓN 54 COMBINACIONES DE CARGA PARA CARGA ULTIMA.....	141
ECUACIÓN 55 CÁLCULO DEL CORTANTE ÚLTIMO	141
ECUACIÓN 56 RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO	141
ECUACIÓN 57 RESISTENCIA AL CORTE DEL ACERO	142
ECUACIÓN 58 VERIFICACIÓN DE CORTANTE ÚLTIMO	142
ECUACIÓN 59 ACERO MÍNIMO EN COLUMNA	143
ECUACIÓN 60 ACERO EN VIGA	143
ECUACIÓN 61 CALCULO DEL CORTANTE ULTIMO	146
ECUACIÓN 62 FÓRMULA DEL CRTANTE DEL CONCRETO	146
ECUACIÓN 63 CÁLCULO DEL CORTANTE DEL CONCRETO	146
ECUACIÓN 64 FÓRMULA DEL CORTANTE DEL ACERO.....	146
ECUACIÓN 65 CÁLCULO DEL CORTANTE DEL ACERO	146
ECUACIÓN 66 ACERO VERTICAL	146
ECUACIÓN 67 FÓRMULA DEL ESPACIAMIENTO S	147
ECUACIÓN 68 CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO S DE LOS ESTRIBOS	147
ECUACIÓN 69 COMBINACIONES DE CARGA PARA RESISTENCIA ÚLTIMA	149
ECUACIÓN 70 ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMO.....	149
ECUACIÓN 71 CORTANTE ÚLTIMO	150
ECUACIÓN 72 RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADO POR EL CONCRETO	150
ECUACIÓN 73 CALCULO DEL CORTANTE DE ACERO	151
ECUACIÓN 74 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE ULTIMO	151
ECUACIÓN 75 FORMULA DEL CORTANTE NOMINAL MAXIMO	151
ECUACIÓN 76 CORTANTE MÁXIMO DEL CONCRETO.....	151
ECUACIÓN 77 CORTANTE MÁXIMO DEL ACERO	151
ECUACIÓN 78 ECUACIONES PARA DISEÑAR LOS ELEMENTOS DE BORDE	155

1. Tema y título

1.1. Tema

Diseño de edificios con losas postensadas.

1.2. Título

Diseño estructural de un edificio de 40 pisos en el suelo rígido de lima haciendo uso de losas postensadas.

2. Fundamentación

2.1. Realidad problemática

En la actualidad, de los 34 edificios más altos del Perú solo 8 pasan la barrera de los 100 metros de altura. Al comparar esta estadística con otros países latinoamericanos - solo en Colombia los 15 edificios más altos superan la barrera de los 150 metros de altura - es posible notar lo atrasados que nos encontramos cuando tocamos el tema de edificios altos. La demanda de este tipo de edificaciones se ve incrementada, en su mayoría, debido a que la inversión en centros financieros y construcción de oficinas en la ciudad aumenta constantemente (aún más en capitales centralizadas como Lima) y también debido a factores como las tendencias arquitectónicas globales que impactan en el diseño de los edificios en Lima que buscan la mayor cantidad de pisos para una misma altura, y que han cambiado su criterio de estructuración a lo largo de los años. Adicional a esto, la norma peruana (que se actualiza de acuerdo a los requerimientos del país que ahora, como ya se ha establecido, se encuentra atrasado en cuanto a edificios de gran altura) no contempla regulaciones ni indicaciones para los edificios de más de 70 metros, lo cual actualmente es necesario y en los próximos años lo será aún más. Todos estos factores nos llevan a la necesidad de una referencia en cuanto al diseño estructural de este tipo de edificaciones, centrada en la zona de mayor demanda, (distritos como San Isidro, Miraflores, Centro de Lima, Surco, etc.) en el suelo rígido de Lima.

2.2. Delimitación de la investigación

Esta investigación abarcará temas como los criterios que se deben tomar en cuenta para el diseño estructural de un edificio alto y, a su vez, las consideraciones en el análisis dinámico (apoyado en un software) de este tipo de estructuras. La investigación se llevará a cabo en Lima, en el distrito de San Isidro que cuenta con suelo rígido. Además, esta se realizará haciendo uso de normas actualizadas y programas de análisis y diseño, y tendrá el fin de estructurar un edificio que tenga más de 40 niveles.

2.3. Formulación del problema

En el Perú, y mayormente en Lima, los proyectos de edificios altos son ejecutados en su mayoría por empresas privadas y son pocas las oficinas expertas en el diseño de este tipo de edificaciones. Estas empresas, no suelen divulgar su información al público respecto al diseño y análisis del proyecto. Adicionalmente, el conocimiento para poder diseñar los elementos asociados a este tipo de estructuras requiere una especialización. Debido a esto, y a la demanda futura de edificios altos, resulta preocupante el hecho de que no existan referencias en cuanto a los procedimientos de análisis correctos y a los criterios de estructuración de los edificios altos dentro del marco de la normativa peruana, así como del diseño estructural de sus elementos no comunes.

2.4. Formulación de la hipótesis

Debido a la no existencia de referencias en cuanto a los procedimientos de análisis correctos y a los criterios de estructuración para edificios altos dentro del marco de la normativa peruana, definidos en Perú como edificios de 25 pisos a más, el diseño de un edificio de 40 pisos en el suelo rígido de Lima, servirá de referencia para una correcta estructuración y diseño de los mismos.

3. Objetivos

3.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural de un edificio de 40 pisos en San Isidro haciendo uso de losas postensadas, que cumpla con los requisitos dispuestos en las normas propuestas por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.2. Objetivos específicos

- Indicar las metodologías de análisis y criterios de estructuración para edificios altos haciendo uso de libros, tesis y papers con el fin de tener una correcta noción de la filosofía de diseño estructural de este tipo de edificaciones.
- Reconocer las consideraciones que se deben tomar en cuenta al momento de emplear losas Post-tensadas en edificios basándonos en información de libros, tesis y papers.
- Ejecutar el análisis dinámico de edificios altos, haciendo uso de softwares y seleccionando la mejor metodología de análisis para este proyecto.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales del edificio teniendo como base un manual de diseño (Post-tensioning Manual Sixth Edition PTI y el BS 8110 1997).

3.3. Indicadores de logro

- Definir claramente y sustentar qué metodología de análisis dinámico es la más adecuada para este tipo de edificaciones.
- Definir el criterio de estructuración que otorgue las mayores ventajas para este tipo de edificaciones.
- Dar a conocer los condicionantes en el diseño de las losas postensadas, estableciendo una metodología de diseño adecuada.
- Presentar de manera concisa los resultados importantes del análisis dinámico establecido durante la investigación.
- Presentar los planos de diseño de cada piso, así como los detalles de armado de los elementos estructurales diseñados.

4. Historia de los edificios en Lima y comparación de los edificios en Sudamérica.

4.1. Introducción

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad analizar y diseñar un edificio alto haciendo uso de losas postensadas. Los edificios altos en nuestro país no superan la barrera de los 150 metros, teniendo como edificio oficial más alto del Perú la Torre del Banco de la Nación, situado en la capital del país, en el distrito de San Borja con 140 metros de altura. (GCAQ, 2015) Sin ir muy lejos, y comparando la altura de los edificios en Sudamérica, es notable la diferencia en cuanto al desarrollo de edificaciones de esta magnitud. Por esta razón, se realizará la investigación sobre el análisis y el diseño de edificios altos para poder dar a conocer los criterios de diseño y sus metodologías, ya que actualmente, la norma peruana no establece de forma clara ciertos lineamientos de diseño importantes para edificios en altura.¹

4.2. Time-lapse de los edificios en Lima

Desde los inicios de la construcción en el país, las edificaciones estaban hechas a base de ladrillo, adobe, quinchá y madera. La estructuración de estos edificios anteriores a 1910 –año de la llegada del concreto armado al Perú- era a base de muros de corte. En los inicios del siglo XX, el concreto armado llegó a Lima, incrementando así la altura de los edificios en el país.² En 1922 se construyó el primer edificio considerado como un “rascacielos” en Lima, este fue la casa “Wiese”, que cuenta con 6 pisos y está estructurada a base de un sistema mixto de muros portantes y pórticos de concreto armado. Conforme pasaron los años, el estilo arquitectónico

¹ Es importante tener en cuenta el uso de elementos que aporten rigidez a la estructura para una determinada altura de cada edificación. Estos elementos estructurales actualmente pueden variar según el tipo de diseño que establezca el ingeniero estructural, imposibilitando una regularización o control para los edificios altos.

² (A. 2010, 7. Rascacielos históricos de Lima. Juan Luis Orrego Penagos. Obtenido 09, 2016, de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/juanluisorrego/2010/04/07/rascacielos-historicos-de-lima/>)

de Lima fue solicitando edificios con más altura, como el Hospital Obrero de la avenida Grau en 1938, o la residencial Jorge Chávez de la avenida Wilson en 1940. Sin embargo, a pesar de la utilización del concreto, los conceptos estructurales no varían mucho, se empiezan a usar pórticos, pero se vuelven usuales los sistemas de muros portantes que aportaban rigidez a las estructuras y donde se apoyaban las losas, que por lo general era de una dirección. En los años 50, se construyó el Ministerio de Educación –o edificio Alzamora Valdez- que con sus 22 pisos, fue el edificio más alto del Perú por 2 décadas. Este edificio cuenta “con una torre central de 21 pisos estructurada en acero (un sistema constructivo novedoso para la época) y dos torres de 12 pisos cada una en concreto armado, el volumen maneja una escala urbana que, con su forma curva, remarca el ingreso de la concurrida avenida Abancay” (Archdaily, 2015)³ y remarca la importancia de adecuar y cambiar los sistemas de estructuración de acuerdo a la altura, e importancia, de las edificaciones. Ya en 1969, durante el primer gobierno del arquitecto Belaunde, se construyeron las Torres de San Felipe, diseñadas por el arquitecto Enrique Ciriani, que constaban de 15 a 16 niveles y eran consideradas de las más altas para la época. Durante estos años, y con la construcción de edificios más altos, se optó por dejar de lado los muros de 25 cm de ancho para reemplazarlos por muros más delgados, introduciendo la concepción de los tabiques no estructurales, todos estos diseños fueron realizados sin la existencia de un reglamento sísmico. En la década del 70, exactamente en 1971, el ACI introdujo las Acciones para un diseño sismo resistente y posteriormente, se creó en el Perú la primera normativa debido a los sismos del 66, 70 y 74. A partir de este entonces, nacen los conceptos de ductilidad, deformación lateral y rigidez lateral y torsional, aunque aún se encontraban de manera muy básica. Ya en el año 1977, se construyó la torre del Centro Cívico que fue la más alta hasta el año 2011. Para la construcción de la torre de 33 pisos y 102 metros de altura la novedad fue la utilización de la técnica del concreto pretensado en elementos horizontales. La altura de esta torre no fue superada hasta la culminación de la construcción del Hotel Westin Libertador, que con sus 30 pisos y 120 metros de altura, se convirtió en el edificio más alto del Perú. Posteriormente, la remodelación del edificio BBVA Continental en el año 2012, que contaba con una altura inicial de 82 metros en 1980, lo convirtió en el edificio más alto del Perú con 132 metros de altura. Actualmente, el edificio más alto del Perú es la torre del Banco de la Nación, que tiene 30 plantas y 135 metros de altura. Para la estructuración de este edificio, se tomaron en cuenta, principalmente, criterios como el uso de las losas postensadas, con el fin de ganar altura de entre piso, y la utilización de un núcleo rígido central, ya que arquitectónicamente otorga un gran espacio libre alrededor en todos los niveles

³ (A. 2015, 13. Clásicos de Arquitectura: Ministerio de Educación / Enrique Seoane Ros. Archdaily.pe. Obtenido 09, 2016, de <http://www.archdaily.pe/pe/771646/clasicos-de-arquitectura-ministerio-de-educacion-enrique-seoane-ros>)

del edificio. En la siguiente figura, se mostrarán los edificios ya mencionados y los proyectos con los que Lima contará.

Figura 1 Altura según edificio

Figura 2 Altura según año de construcción

Estaba en proyecto la construcción de la torre Rímac, a ser construida en el cruce de las avenidas Javier Prado y Paseo de la República, y que contaría con una altura de 208 metros, desplazando a la torre del Banco de la Nación como el edificio más alto del Perú y entrando al top 5 de los edificios más altos de Sudamérica. Sin

embargo, este proyecto fue cancelado y replanteado como estacionamientos estratégicamente ubicados en el centro financiero de la ciudad.

4.3. Comparación a nivel Sudamérica

En el Perú, los edificios que pueden ser considerados como “altos” son muy pocos, de los cuales ninguno supera la barrera de los 150 metros de altura.

Tabla 1 Países por número de rascacielos⁴

Países por número de rascacielos		
Puesto	País	Rascacielos
1	Brasil	21
2	Colombia	16
3	Argentina	10
4	Venezuela	6
5	Chile	2
6	Bolivia	1
7	Uruguay	1

Sin ir muy lejos, en Sudamérica el país liderando con los proyectos más altos es Brasil, conteniendo 16 edificios que superan esa barrera de los 150 metros (altura mínima de los edificios considerados como rascacielos en este caso) que el Perú aún no logra pasar. En segundo lugar se encuentra Colombia con 15 de estos edificios y le sigue Argentina con 9 edificios alcanzando los 150 metros. Si bien es cierto que la norma sísmica peruana E.030 establece una serie de consideraciones para el análisis de varios tipos de edificación, no establece ninguna restricción para altura de los edificios.

Es posible determinar lo atrasados que nos encontramos de acuerdo al resto de países de Sudamérica en este tipo de edificaciones, pero, a su vez, es notoria una tendencia (de todos los países) a seguir creciendo y renovándose continuamente.

⁴ Brasil, donde no existe gran riesgo sísmico lidera la tabla seguido por Colombia, que tiene regulaciones de acuerdo a la altura máxima de sus edificaciones separadas por tipos de sismicidad.

Tabla 2 25 edificios más altos de Sudamérica⁵

expansión que tiene la ciudad), es la segunda que cuenta con más proyectos de este tipo de edificios en el Perú.

5. Marco Metodológico

5.1. Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo descriptiva debido que describió las respuestas de nuestra estructura frente a cargas sísmicas, estas respuestas se midieron haciendo uso de las pseudoaceleraciones para finalmente poder determinar el tipo de análisis a realizar y en base al análisis se midieron las distorsiones que existían entre pisos para lograr una estructuración que se adecue a los requerimientos sísmicos de la norma peruana E 0.30 (Diseño sismorresistente).

5.2. Diseño de investigación

La investigación es de tipo experimental, ya que se modificó la estructura en base a las distorsiones obtenidas del análisis para cumplir con la norma y así poder determinar qué tipo de estructuración sería la adecuada para el proyecto a ejecutar.

5.3. Desarrollo de la investigación

La presente investigación cuenta con las siguientes fases:

- Generalidades del proyecto
- Criterios de estructuración
- Predimensionamiento de elementos estructurales
- Análisis Estructural e interpretación de resultados
- Diseño de elementos estructurales

5.3.1. Generalidades del proyecto

Con el fin de presentar como modelo un tipo de edificación que se ajuste a la realidad, explicaremos los usos usuales de los edificios en altura, qué requerimientos arquitectónicos tienen y cuál será el condicionante más importante en el diseño de estos edificios.

5.3.2. Criterios de estructuración

En esta fase se realizará la comparación de los distintos tipos de sistemas estructurales para así poder determinar qué sistema sería conveniente usar para la estructuración de un edificio de gran magnitud como este proyecto. Para hacer eso se realizó un modelo tentativo de los sistemas estructurales (aporticado, dual con placas perimetrales y núcleo rígido central) y se analizó cada sistema en ambas direcciones en base a un espectro con características similares al espectro del proyecto, para poder determinar las distorsiones de entrepiso y así comparar estas con cada sistema estructural y determinar cuál sería el más óptimo a utilizar.

Dentro de esta fase también se estudiarán los elementos que aportan rigidez al sistema estructural como placas y vigas pared.

5.3.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Para tener una idea de cómo deben ser los elementos estructurales en sus dimensiones, se realiza el predimensionamiento de ellos para luego modelarlos en el programa ETABS y obtener resultados de las fuerzas internas de los elementos estructurales las cuales nos permitirán diseñar los elementos de manera que tengan un comportamiento determinado ante un evento sísmico.

5.3.2. Análisis Estructural e interpretación de resultados

Para esta fase de la investigación se decidió tomar en cuenta los procedimientos de análisis establecidos en el artículo 27 de la norma E.030. Obteniendo la información de acuerdo a lo dictado por la norma peruana para los análisis estático y dinámico modal espectral.

Una vez que haya sido modelado y analizado el proyecto, se debe interpretar los resultados de fuerzas internas, desplazamientos, deflexiones, periodos de vibración, etc. Los cuáles serán de suma importancia al momento de realizar el diseño de elementos estructurales.

5.3.3. Diseño de elementos estructurales

La etapa final de este trabajo de investigación será realizar las verificaciones y diseños de los elementos estructurales no convencionales en base a los resultados obtenidos del análisis dinámico hecho a través del programa computacional ETABS.

6. Marco Teórico

6.1. Estado del arte

6.1.1. Diseño sismo resistente de edificios en Centro América

El estudio se centra en el istmo Centroamericano, el cual es una franja de territorio continental cuyas fronteras son México, Colombia el Mar del caribe y el Océano Pacífico. Esta zona tiene una alta sismicidad, por lo que las edificaciones están sometidas al diseño sismo resistente de sus elementos, el cual está determinado por la normatividad de cada país. Los terremotos que más han influenciado el desarrollo de las normativas centroamericanas son los devastadores sismos de Managua en 1972, con 11000 víctimas, Guatemala en 1976, con 23000 víctimas, y San Salvador en 1986, con 1500 víctimas.

Se considera alto a todo edificio que esté controlado por deformaciones laterales. A medida que los edificios son más altos, los materiales requeridos

adicionalmente para poder controlar las deformaciones laterales son mayores respecto a los que contribuyen a la estabilidad vertical⁶. (E. Portillo & M. Ramírez)

Figura 3 Peso de componentes estructurales en función de la altura

Comportamiento sísmico de edificios en Centro América

Las deficiencias en el diseño y estructuración de los edificios que fallaron frente a las fuerzas sísmicas son las siguientes:

1. Falla de ductilidad
2. Subestimación de los efectos de torsión
3. Fallas por corte
4. Subestimación de efectos dinámicos en suelos
5. Subestimación del nivel de cargas sísmicas.

A modo de ejemplo, el artículo presenta el Banco de Nicaragua que colapsó en 1972 debido a fallas de torsión, falta de ductilidad y subestimación de cargas de diseño.

Este edificio, que fue construido en la época del 60 y poseía una altura de 14 pisos, estaba estructurado con un núcleo rígido excéntrico y un sistema de columnas perimetrales con losas reticulares celulares, conocidas como waffle slabs.⁷

Figura 4 Torsión accidental, edificio de Banco Central de Managua, Nicaragua

⁶ Es claro que todos los elementos estructurales poseen cierta resistencia frente a los desplazamientos laterales debido a su inercia. Sin embargo, en el presente artículo, el autor diferencia a los elementos que solo, o principalmente, aportan resistencia lateral, como disipadores o vigas outrigger, frente a los que principalmente aportan estabilidad vertical, como columnas y vigas principalmente.

⁷ Para este caso, era claro que el edificio tendría una falla por torsión debido a la gran rigidez del edificio concentrada en un solo lugar. Esta irregularidad, en la norma sismoresistente peruana E. 030, provocaría una alta reducción del coeficiente R, amplificando las pseudo aceleraciones en el espectro de diseño. Aun teniendo en cuenta esta amplificación de las pseudo aceleraciones, el comportamiento del edificio ya es totalmente distinto ante el comportamiento de un edificio que se deforme mayormente de manera horizontal.

Un ejemplo totalmente distinto es el de la torre principal del Hospital de niños Benjamín Bloom, en San Salvador. Esta torre estaba estructurada por marcos de concreto reforzado en la dirección longitudinal (18 metros), y marcos interactuando con paredes de corte en la dirección transversal (40 metros). Este sistema tuvo un comportamiento aceptable durante el sismo de 1986, sin embargo, según la actualización de la norma del país, tuvo que ser reforzado con la adición de paredes de corte en la dirección longitudinal (placas).

Figura 5 Hospital de niños, San Salvador, antes del sismo y reforzamiento con paredes de corte.

Regulaciones de diseño en Centroamérica

Como en otras partes de América, el desarrollo de las normativas y reglamentos de construcción se ha dado de forma aislada, por lo que tienen diferentes enfoques y diferente definición de las zonas sísmicas, así estas sean parecidas en ciertos países, definición de límites de derivas y evaluación de los coeficientes de diseño sísmico. Sin embargo, las normas comparten las referencias a versiones específicas de normativas como el UBC, ACI y AISC.

Tabla 4 Normas centroamericanas y estándares internacionales de referencia

CODIGOS SISMICOS DE DISEÑO CENTROAMERICANOS			
PAIS	DESCRIPCION	AÑO	REFERENCIAS
GUATEMALA	Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala	1996	UBC, ATC3-06 ACI, AISC,
EL SALVADOR	Regulaciones para la Seguridad Estructural de Construcciones en El Salvador	1997	UBC-91, ACI, AISC,
HONDURAS	Código Hondureño de Construcción	2000	UBC, ACI, AISC
NICARAGUA	Reglamento de Construcción Nacional	2006	IBC, UBC, ACI, AISC
COSTA RICA	Código Sísmico de Costa Rica – 2002	2002	IBC, UBC, ASCE ACI, AISC,
PANAMA	Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá	2004	ASCE7, NEHRP, ACI, AISC,

Para definir los sistemas estructurales las normas coinciden en los siguientes sistemas:

1. Muros sismoresistentes
2. Marcos resistentes a momentos
3. Marcos de Acero Arriostrado
4. Sistema Dual formado por Marcos y paredes de Corte
5. Sistemas de Péndulo Invertido

Estos sistemas tienen diferentes límites de altura para la zonificación sísmica, pero la principal diferencia radica en las derivas permisibles por sistema estructural.

Tabla 5 Límites de derivas permisibles en Centroamérica

DERIVAS PERMISIBLES PARA EDIFICIOS ALTOS DE OFICINAS Y APARTAMENTOS (OCUPACION NORMAL) EN CENTROAMERICA					
PAIS	CATEGORIA	DERIVA			
PANAMA	CATEGORIA II	0.020			
EL SALVADOR	CATEGORIA II	0.015			
GUATEMALA	CATEGORIA IV	0.015			
NICARAGUA	CATEGORIA II	0.018	0.015	0.010	0.007
COSTA RICA	CATEGORIA IV	0.016	0.014	0.014	0.008
		MARCO DUCTIL	SISTEMA DUAL	EDIFICIO DE PAREDES	SISTEMA VOLADIZO

Cargas Sísmicas en Centroamérica

Zonificación sísmica en Centro América

Si bien países como Costa Rica, Nicaragua, el Salvador y Guatemala tienen riesgos sísmicos similares, sus factores de aceleración máxima son muy diferentes.

Tabla 6 Factores de zona sísmica en códigos centroamericanos

ACELERACIONES PICO MAXIMAS EN CENTROAMERICA			
PAIS	NOMBRE DE CODIGO	ACELERACION MAXIMA	ACELERACION MAXIMA EN CAPITAL
GUATEMALA	Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala	0.30g	Guatemala 0.30g
EL SALVADOR	Regulaciones para la Seguridad Estructural de Construcciones en El Salvador	0.40g	San Salvador 0.40g
NICARAGUA	Reglamento de Construcción Nacional	0.32g	Managua 0.31g
HONDURAS	Código Hondureño de Construcción	0.35g	Tegucigalpa 0.25g
COSTA RICA	Código Sísmico de Costa Rica – 2002	0.44g	San José 0.36g
PANAMA	Reglamento de Diseño Estructural para la República de Panamá	0.25g	Panamá 0.15g
EEUU	Uniform Building Code	0.40g	

Sistemas Estructurales para edificios altos

Para edificios en altura, es común el uso de los sistemas siguientes:

1. Marcos espaciales (pórticos) de concreto reforzado o acero interactuando con paredes de corte y/o crucetas metálicas.
2. Paredes de corte que absorben el 100% de cargas laterales y columnas que absorban cargas verticales⁸
3. Paredes de corte combinadas con cinchos de rigidez (outriggers) para absorber la totalidad de las cargas laterales y sistemas de marcos resistiendo cargas gravitacionales.⁹

⁸ Las placas, o en este caso paredes de corte, tienen la función principal de absorber las cargas sísmicas (o cargas laterales), sin embargo, tienen grandes requerimientos de resistencia de compresión, por lo que las columnas que absorben las cargas verticales en este sistema en realidad están ayudando a las placas con una cantidad de carga vertical.

⁹ El uso de estas vigas de gran peralte es necesario para poder ejercer un control adecuado de las derivas, y su funcionalidad dependerá de la ubicación del piso en el que se encuentren.

Sistemas de Fundaciones:

1. Pilas de concreto reforzado coladas in situ flotantes o insertadas en el manto rocoso¹⁰
2. Losas de fundación combinadas con vigas profundas
3. Fundaciones con ábacos utilizando losas de cimentación¹¹
4. Cimentaciones poco profundas conectadas por vigas de fundación
5. Muros de retención con anclajes

6.1.2. Behaviour of outrigger beams in highrise buildings

N. Herath, N. Haritos, T. Ngo & P. Mendis

El Sistema de Arriostres laterales conformado por muros de corte con outriggers es uno de los sistemas más eficientes usados en las construcciones en altura para resistir las fuerzas laterales causadas por el viento y los terremotos.

Este sistema consiste en un núcleo rígido resistente a las fuerzas de corte, que con la altura posee desplazamientos globales cada vez más grandes.¹² Debido a esto, en edificios en altura, el uso de las vigas pared (o outriggers), es necesario, ya que resisten los desplazamientos laterales globales del edificio.

Figura 6 Muros de corte con outrigger

¹⁰ El autor establece unos diámetros permisibles entre 60 cm y 180 cm. Este rango puede deberse a que sean el punto de quiebre entre utilizar otro tipo de cimentación para las condiciones de suelo.

¹¹ Si bien las losas de cimentaciones (con espesores de hasta 2 m) trabajan de buena manera en suelos con estratos que produzcan un gran asentamiento diferencial, es necesario el uso de ábacos para poder absorber el cortante de las cimentaciones ya que poseen un peralte mucho mayor al de las losas (entre 2 m y 5 m)

¹² Si bien los drifts de entrepiso en un sistema de estas características no presentan grandes variaciones, al sumar cada desplazamiento relativo, existe un nivel en el cual la estructura presenta un comportamiento por flexión de manera vertical.

Chan y Kuan (1989a,1989b) condujeron estudios referidos al efecto de una viga pared en un piso intermedio de la totalidad de altura de las placas, y establecieron que el comportamiento estructural de estos elementos, y de todo el edificio, variaría de manera considerable dependiendo de la altura en la que estén ubicados.

Modelo Estructural

El artículo considera un modelo de 50 pisos con una altura de piso a piso de 3.75m con marcos idénticos y un espesor de las placas de 45 cm en toda la altura. La figura 7 muestra los detalles del modelo.

Figura 7 Elevación y detalles del modelo

No of stories	: 50 stories
Roof height	: 187.5m
Grade of concrete	: Grade 50 (For the full height of the building)
Storey Height	: 3.75m
Member sizes	
Outer Columns	: 2000x1200mm
Coupling Beam	: 450x 1000mm
Shear wall thickness	: 450mm
Outrigger Beam	: 250x3750mm

Se analizó el modelo siguiendo las siguientes consideraciones:

1. Las vigas pared están rígidamente unidas al núcleo
2. El núcleo está rígidamente unido a la cimentación
3. Las propiedades de sección del núcleo, vigas y columnas son uniformes en la altura
4. No se consideran los efectos de tensión
5. El material tiene un comportamiento lineal y elástico

De acuerdo a estudios anteriores, se establece que la altura idónea de colocación del sistema de vigas outrigger es la de colocarlas aproximadamente en la mitad de la altura total del edificio.

El presente artículo compara la respuesta de la estructura en 2 casos referidos al uso de vigas outrigger, el primer caso utiliza vigas outrigger en solo un nivel y el segundo caso utiliza este elemento en 2 niveles siendo uno el piso superior.

Los parámetros de interés a evaluar en ambos modelos fueron el desplazamiento lateral y el drift de entrepiso, los cuales son esenciales en el comportamiento de los edificios en altura con el fin de limitar el daño esperado y las fisuras en los

elementos no estructurales, por lo que se realizó un análisis dinámico haciendo uso de un espectro de pseudo aceleraciones, dándole mayor importancia a las cargas sísmicas frente a las cargas de viento.

Los periodos fundamentales de vibración de ambos modelos son los siguientes:

Tabla 7 Periodos Fundamentales de Vibración del modelo

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Option 1	0.250	0.790	1.753	2.544
Option 2	0.250	0.806	1.822	2.593

Selección de los registros sísmicos para el análisis

Las características del comportamiento de la estructura varían de manera importante de un registro a otro. La intensidad, duración de las mayores pseudo aceleraciones y la frecuencia de los registros depende de factores como la magnitud del sismo, distancia del epicentro, etc. Debido a esto, y a que las características del suelo influyen también en la respuesta de la estructura, se estableció utilizar diferentes registros sísmicos ubicados en diferentes zonas del mundo para poder obtener resultados consistentes, se seleccionaron 9 registros sísmicos.

Tabla 8 A/V ratio para los sismos seleccionados

Record	A/V ratios
High A/V ratio category	
Parkfield (28 June 1966)	1.82
Friuli (6 may 1976)	2.51
Patras (29 Jan 1974)	4.72
Intermediate A/V ratio category	
Gazli (17 may 1976)	0.88
El Centro (18 May 1940)	0.96
Spitak (7 Dec 1988)	1.14
Low A/V ratio category	
Mexico City (19 Sep 1985)	0.36
Tabas (13 Sep 1978)	0.53
San Fernando (9 Feb 1971)	0.67

La tabla 8, muestra los diferentes sismos utilizados para el análisis correspondiente a la ubicación de las vigas pared. En este análisis, el artículo clasifica los sismos según el ratio A/V, donde “A” = “Peak ground acceleration” y “V” = “Peak ground velocity”.

Discusión de resultados

Para poder determinar de manera correcta la óptima ubicación de las vigas outrigger, tanto el modelo 1 como el 2 variaron el nivel de colocación de estas vigas en toda la altura del edificio, obteniendo resultados de desplazamiento para cada nivel, la figura 13 muestra los máximos desplazamientos para todas las alternativas de colocación de las vigas outrigger en los 2 casos de análisis.

Figura 8 (a) desplazamiento lateral del edificio teniendo solo 1 piso de vigas outrigger (b) desplazamiento lateral del edificio teniendo 2 pisos de vigas outrigger (siendo siempre uno el último nivel)

Del análisis, se observó la existencia de un cambio de patrón en el perfil de los gráficos para el modelo de un piso con vigas outrigger, cuando la viga outrigger está colocada entre los pisos 20 y 30 (aproximadamente en la mitad del edificio). Los resultados muestran que las menores deformaciones laterales surgen en los pisos ubicados cerca al nivel en cual está colocado la viga outrigger.

De la misma manera que con el primer modelo, se realizó el análisis para el segundo, del cual obtenemos que los mínimos valores de desplazamiento ocurren en los pisos 22 y 24, y entre estos niveles las diferencias son mínimas por lo que es posible concluir que el nivel de colocación de estos elementos se da entre los

pisos 22 y 24 para un edificio de 50 niveles, aproximadamente entre 0.44 y 0.48 veces su altura medida desde la base de la estructura.

6.1.3. Two-way post-tensioned slabs with bonded tendons

Las losas postensadas en dos direcciones son uno de los tipos de losas más usados en los Estados Unidos. El sistema más común de losas postensadas en Estados Unidos viene a ser el sistema con tendones no adheridos. El sistema de losas postensadas con tendones adheridos no suele usarse en los Estados Unidos, pero sí en el resto del mundo (actualmente en el Perú el uso del sistema postensado suele ser con tendones adheridos ya que, se tiene la idea de que estos se comportan de mejor manera ante una falla inoportuna del cable).

El enfoque de este artículo se centrará en los requisitos que se necesitan para determinar las cantidades mínimas de refuerzo adherido para la distribución de grietas y ductilidad en zonas con momentos negativos de gran magnitud que por lo general son áreas cercanas a las columnas, este artículo servirá como base para complementar las recomendaciones de diseño del ACI 318-14 de losas postensadas en dos direcciones, debido a que actualmente el ACI 318-14 no contempla requerimientos mínimos para el refuerzo adherido se puede decir que las losas con este sistema satisfacen al ACI 318-14 sin refuerzo alguno, por esta razón se basará en normas Australianas, británicas y europeas dependiendo de la zona para darle requerimientos mínimos y distribuir refuerzos en la zona crítica.

Según el código Europeo (EC2), existe un requerimiento mínimo para el refuerzo adherido en losas de dos direcciones con tendones adheridos, donde la el esfuerzo de flexión a la tracción excede el módulo de ruptura del concreto. La ecuación se puede encontrar en la sección 7.3.2 del código Europeo y esta expresada en forma compleja, donde está en función de la resistencia a la fluencia, la separación de la armadura y el módulo de rotura del concreto. Según el EC2 los requerimientos mínimos para el refuerzo adherido son similares a los del ACI 318-14 para refuerzos no adheridos en losas de dos direcciones.

Las losas postensadas en dos direcciones con tendones adheridos deben ser diseñadas de manera que satisfagan los requerimientos del ACI 318-14, sección 18.8.2 donde indica que los elementos con tendones adheridos deben tener refuerzo suficiente bien sea pretensado o no para desarrollar una capacidad de flexión en cada sección menor a $1.2M_{cr}$, donde “ M_{cr} ” es el momento que se necesita para producir el primer agrietamiento. Debido a que el ACI no presenta requerimientos mínimos para elementos con tendones adheridos, el autor Kenneth B. Bondy recomienda usar como mínimo un tendón adherido con por lo menos dos cables de 7 hilos de media pulgada aplicados directamente sobre la columna en ambas direcciones lo cual viene a ser muy similar a lo que pide el código Europeo para las losas con refuerzo adherido. (B. Bondy , 2012)

6.2. Usos y requerimientos de los edificios altos

En orden de establecer un diseño competente para los edificios altos, es necesario establecer cuáles serán los factores principales que influyan en las solicitudes de los mismos. Para esto, es necesario establecer el uso más común de estos edificios, así como los requerimientos que en su mayoría solicitarán.

Antes de establecer comparaciones con algún mercado de la región, debemos considerar algunos factores a tomar en cuenta al momento de elegir nuestro caso similar.

En primera instancia, es necesario ajustarnos a la realidad del mercado inmobiliario. Si bien hemos mencionado previamente la tendencia a edificios más altos, según lo indicado por ADI (Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios del Perú) como una de las cinco tendencias a las que se está orientando el mercado inmobiliario en el Perú (Diario Gestión, noviembre 2018). Estos eventos y tendencias se presentan en otros mercados inmobiliarios que podemos utilizar como pauta para adelantarnos a los próximos requerimientos en diseño de edificios altos.

De aquí que podemos tomar en cuenta a los países vecinos como Colombia, Chile, Argentina o Brasil. Sin embargo, alguno de ellos está empezando con estas tendencias en altura (como es el caso de Colombia), o tienen edificios meramente icónicos (como el caso de Chile) o simplemente presentan economías muy distintas a la nuestra, y por ende mercados distintos también, sin dejar atrás otros países de centro américa que quedan descartados por el hecho de no presentar actividad sísmica considerable en comparación a Perú.

Uno de los países más similares, en cuanto a economía y actividad sísmica, es México, y se presenta como una gran oportunidad de tomar el know how mexicano en cuanto a diseño sísmico de edificios, así como las características arquitectónicas que el mercado solicitará para que estos edificios sean una realidad.

A continuación, se mostrarán los usos que tienen los 10 edificios más altos en la ciudad de Monterrey, en México.

Tabla 9 Uso de edificios altos

Nro	Edificio	Altura	Usos		
1	KOI	276	Corporativo	Residencial	
2	T.OP	267	Corporativo		
	Torre corporativa de Pabellon				
3	M	206.5	Corporativo		Hotel
4	Metropolitan Center	180	Corporativo	Residencial	Hotel
5	SAQQARA	150	Corporativo	Residencial	
6	Park Towers	126.75	Corporativo	Residencial	
7	IN	120		Residencial	
8	Levana Sky Homes	118.45		Residencial	
9	Las Fridas	105		Residencial	
10	Trebol Park	100	Corporativo	Residencial	Hotel

La tabla 9, muestra los edificios más altos en Monterrey, que se encuentran tanto en proyecto como construcción, según su uso (corporativo, residencial, hotelero) y altura. Esta tabla establece como los edificios más altos son los que tienen un uso múltiple, o netamente corporativo.¹³ El diagrama de la figura 14, muestra la relación de usos para los edificios con más de 150 metros de altura.

¹³ Estos usos se rigen netamente a un tema de inversión económica, pero no es un tema que se verá en discusión en este trabajo de investigación.

Figura 9 Edificios de más de 150 m de altura en Monterrey

Queda claro nuevamente que los edificios con gran altura son edificios de uso mayormente corporativo o comercial, los cuales tienen la particularidad de requerir espacios amplios, lo que estructuralmente se traduce en luces amplias, por lo que necesitamos un sistema de estructuración que nos permita satisfacer esta necesidad.

En cuanto a los requerimientos de este tipo de edificios, al registrarse por un tema económico, solicitan la mayor cantidad de pisos para una misma altura, por lo que es necesario plantear una solución estructural que permita satisfacer este requerimiento. A esto, se ve pertinente la reducción del peralte de las losas, lo cual es posible, en una gran magnitud, al hacer uso de las losas postensadas. Las ventajas, y diseño de este tipo de losas se detallarán en capítulos posteriores.

6.3. Análisis estructural de edificaciones

Todas las estructuras son diseñadas con el fin de poseer ciertas características, estas deben garantizar cierto grado de seguridad, respaldado en los esfuerzos que puedan resistir y los comportamientos que realizarán durante la acción de las fuerzas actuantes en su periodo de vida.

Para poder lograr lo descrito anteriormente, el Reglamento Nacional de Edificaciones establece ciertos parámetros tanto en la filosofía de diseño de las edificaciones, como en el análisis del modelamiento de las estructuras, que representan la realidad de los esfuerzos a los que las edificaciones estarán sometidas a lo largo de su vida útil.

La norma sismorresistente E.030 del RNE establece los siguientes tipos de análisis estructural:

Procedimientos de análisis sísmico:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral
- Análisis dinámico tiempo historia

De estos 3 tipos de análisis, es de obligatoriedad seguir los 2 primeros (estático y dinámico modal espectral), y denominan al tercer tipo de análisis (tiempo historia) como un análisis de verificación, más no de sustitución de cualquiera de los 2 primeros análisis correspondientes.

Ya que la norma establece claramente la necesidad de realizar el análisis estructural según el método estático y dinámico modal espectral, desarrollaremos el procedimiento paso a paso de los mismos en capítulos posteriores. Adicional a ello, explicaremos el procedimiento requerido por la normativa para efectuar el análisis de verificación tiempo historia.

6.3.1. Análisis dinámico tiempo historia.

Este análisis supone la elaboración de un modelo matemático, basado en la reacción de la estructura, evaluada ante las fuerzas originadas por un evento sísmico previamente amplificado. Para lograr representar dicho evento con éxito se requieren establecer consideraciones según lo siguiente:

1. Modificación de los registros de aceleración

Se requiere un mínimo de 3 conjuntos de registros sísmicos, de preferencia obtenidos de una estación cercana a la ubicación de la edificación. Cada conjunto de registro consta de 2 historias de aceleración, siendo estas en las direcciones Este – Oeste y Norte – Sur de cada sismo.

La finalidad de conseguir estos sismos es amplificar los acelerogramas creados a partir de cada periodo T (s) vs aceleración (g), haciendo uso de un espectro de pseudo aceleraciones creado a partir del ZUCS/R de la estructura, siendo $R=1$ y utilizando un amortiguamiento de 5%. Cada acelerograma construido debe escalarse con este espectro en los periodos de $0.2 T$ a $1.5 T$, siendo T el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Para poder realizar este procedimiento, es recomendable hacer uso del programa Seismo Match y realizar dicha amplificación para una de las direcciones de los 3 sismos.

2. Elaboración del modelo de análisis

El modelo de análisis busca evaluar las respuestas de la estructura para cada instante de tiempo T (s) de los eventos seleccionados y amplificadas previamente (cm/s^2). Este modelo toma en cuenta las propiedades físicas de los materiales utilizados, obteniendo la resistencia de los elementos en base a valores como la resistencia del material y suponiendo un comportamiento lineal en los elementos que permanezcan dentro del rango elástico durante el análisis.

El modelamiento del análisis tiempo historia se puede realizar en programas como ETABs, modelando primero la estructura a analizar, ingresando los valores de las resistencias de los materiales por utilizar, considerando un amortiguamiento del 5% y suponiendo el empotramiento en la base de la estructura, para luego ingresar cada uno de los acelerogramas amplificadas previamente y evaluando la respuesta de la estructura en las 2 direcciones para los 3 conjuntos de sismos como mínimo.

3. Interpretación de resultados

Una vez elaborado el modelo y analizado para cada una de las combinaciones de sismo en cada dirección, se tomarán en cuenta los valores según dos casos:

- a. Si se han utilizado 7 juegos de sismos o más se tomará el promedio de los máximos valores obtenidos para las fuerzas de diseño, deformaciones de los elementos y distorsiones de entre piso. (ver tabla 4)

Tabla 10 Valores a utilizar para el diseño estructural según el análisis tiempo historia Caso 1

Sismo	Fuerza Actuante	Deformaciones en elementos	Drifts de entrepiso
1	Valor 1	Valor 1	Valor 1
2	Valor 2	Valor 2	Valor 2
3	Valor 3	Valor 3	Valor 3
4	Valor 4	Valor 4	Valor 4
5	Valor 5	Valor 5	Valor 5
6	Valor 6	Valor 6	Valor 6
7	Valor 7	Valor 7	Valor 7
Promedio (Valores a utilizar para el diseño)	Valor Promedio	Valor Promedio	Valor Promedio

- b. Si se han utilizado menos de 7 juegos de sismos, se tomarán los valores máximos de las fuerzas obtenidas (ver tabla 5)

*Tabla 11 Valores a utilizar para el diseño estructural según el análisis tiempo historia
Caso 2*

Sismo	Fuerza Actuante	Deformaciones en elementos	Drifts de entrepiso
1	Valor 1	Valor 1	Valor 1
2	Valor 2	Valor 2	Valor 2
3	Valor 3	Valor 3	Valor 3
4	Valor 4	Valor 4	Valor 4
5	Valor 5	Valor 5	Valor 5
Maximo (Valores a utilizar para el diseño)	Valor Maximo	Valor Maximo	Valor Maximo

Las distorsiones de entre piso no podrán exceder de 1.25 veces los valores indicados en la norma como máximos para el análisis modal espectral.

Las deformaciones en los elementos no exceden de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30%.

La verificación de la resistencia de los elementos se realizará dividiendo los resultados del análisis entre $R = 2$.

6.4. Elementos Presforzados

A lo largo de los años, los requerimientos arquitectónicos han venido cambiando, los edificios se incrementaban en altura, necesitaban cargar menos peso, requerían una mayor esbeltez o mejorar su comportamiento en servicio. Uno de estos nuevos requerimientos que surgió a lo largo de los años, fue el de tener luces más grandes para poder tener distribuciones más flexibles de los espacios de una edificación, es aquí donde el uso del concreto presforzado toma relevancia.

El Concreto Presforzado consiste en crear esfuerzos permanentes en un elemento estructural con el fin de mejorar su capacidad de servicio y resistencia, pero sin que estos esfuerzos resultantes excedan los que la estructura es capaz de resistir.

Con el efecto de la tensión del acero de presfuerzo sobre la estructura de concreto, es posible generar en este elemento estructural esfuerzos y deformaciones contrarias a las cargas de gravedad (cargas muertas y vivas)

En la siguiente figura, vemos los diagramas de momentos flectores originados por las cargas de gravedad y las fuerzas de presfuerzo en una viga simplemente apoyada.

Figura 10 Diagrama de Momentos Flectores

Para cada los 3 tipos de viga, el momento flector generado por la carga distribuida de gravedad W es el mismo, veremos la diferencia en los momentos flectores originados por la tensión del cable de presfuerzo.

En la viga tipo I, el cable de presfuerzo es tensado en el eje de la viga, originando una fuerza axial pero no un momento flector en la viga, por lo que el efecto de contraflecha del cable es nulo.

En la viga tipo II, el cable de esfuerzo es tensado a una distancia e del eje central de la viga, originándose un momento flector por la excentricidad del cable. En este tipo de viga el momento flector generador por la tensión del cable de presfuerzo es mayor en los extremos al momento flector generado por la carga distribuida, no generando el balance esperado por el cable.

En la viga tipo III, vemos que el tipo de esfuerzo generado por el cable de presforzado es el que se busca en los elementos postensados. El cable es tensado desde el eje central de la viga pero con una excentricidad que va incrementando hasta llegar a un punto máximo en el centro de la viga. Este esfuerzo genera unos momentos flectores opuestos a los generados por las cargas de gravedad, teniendo como resultante un Diagrama de Momento Flector final con valores cercanos al 0.

Actualmente, existen dos métodos conocidos que se utilizan para tensar al concreto, el primero es conocido como el pretensado. Este método consiste en tensar el acero antes de realizar el vaciado del concreto, una vez que se haya vaciado el concreto sobre los cables de acero y este logre llegar a una resistencia específica, el acero es cortado en los extremos causando que el concreto se comprima. Por lo general, este método se emplea en plantas de fabricación y es utilizado en elementos específicos, los cuales después de ser fabricados tienen que transportarse al lugar necesitado. El segundo método de tensado es el postensado, este método consiste en armar los cables de acero como cualquier otro elemento sobre el encofrado y anclarlos a los extremos del elemento. Una vez que se haya vaciado el concreto y este logre llegar a una resistencia específica,¹⁴ se tensan los cables de acero. El postensado y el pretensado actúan de manera similar con la única diferencia que el postensado tiene la ventaja de ser construido en la misma ubicación del proyecto sin necesidad de traslado, por lo que se utiliza mayormente en losas para edificaciones.

6.4.1. Antecedentes

A finales del siglo XIX en los Estados Unidos, P.H Jackson de San Francisco fue el primero en patentar el sistema de concreto pretensado, pero la evolución de este sistema se dio gracias a Eugene Freyssinet de Francia en 1928, que empezó a investigar sobre el uso de acero de alta resistencia para sostener la ideología de los esfuerzos contrarios a los de carga muerta en el pretensado del concreto. En 1939, Eugene diseñó unas cuñas que permitían anclar los cables de acero en los límites del concreto pretensado, lo cual empezó a darle camino al sistema del postensado. En 1940, el profesor Gustave Magnel diseñó un sistema de múltiples tendones curvos (cables de acero enroscados) que estaban en ductos rectangulares flexibles, este sistema de cables dio a pie mayor razón para el uso de sistemas postensados.

Debido a la falta de experiencia con el sistema postensado, los revestimientos de los cables eran extremadamente deficientes causando corrosión en los cables, el primer tipo de revestimiento que se usó en estos fue aquel que se basaba en engrasar los cables y luego envolverlos con papel Sisal Kraft para que los tendones no se adhirieran al concreto, todo este procedimiento de engrasar y envolver los cables era hecho a mano y era demasiado laborioso lo cual aumentaba la mano de obra notablemente. El problema estaba en que el papel no era resistente al agua y no aseguraba una protección adecuada para el acero. Por esta razón se empezó a usar distintos métodos para proteger a los cables de acero como el uso de tubos de plástico semi-rígido rellenos con grasa para cubrir al cable y prevenir la corrosión. Este método de revestimiento también tenía defectos debido a que cuando se fracturaba el tubo, el agua o humedad igual ingresaba ya que la grasa

¹⁴ Por lo general, se espera al tercer día de vaciado para poder proceder al tensado de los cables. Este tiempo, dependerá también de los aditivos que se le coloquen al concreto.

nunca lograba cubrir por completo todo el acero. Hoy en día se han logrado mejoras significativas de este problema, haciendo uso de distintos métodos para rellenar los ductos con grasa e incluso de un sistema basado en ductos que luego son rellenados con lechada de cemento, conocidos como grouting.¹⁵

6.4.2. Tipos

6.3.2.1 Sistema no adherido de postensado

Este sistema, como su nombre lo dice, trabaja con tendones que no se adhieren al concreto que lo rodea, estos están cubiertos con una grasa inhibidora de corrosión y son protegidos con una capa de plástico para evitar la posibilidad de que entre agua y afecte al cable. El proceso constructivo de este sistema es el siguiente: Primero se coloca se hace el armado de los tendones en el elemento y al mismo tiempo se colocan los anclajes al final del encofrado para alistar el tensado. El segundo paso es vaciar el concreto en el elemento, una vez que este llegue a una resistencia especifica se retira el encofrado de los costados y se coloca unos tarugos especiales en los extremos para poder tensar los cables de acero y finalmente se cortan los pedazos de cable sobrantes y se rellena el hueco con concreto.¹⁶

6.3.2.2 Sistema adherido de postensado

En este sistema, los tendones de postensado son insertados en ductos, estos pueden ser redondos o rectangulares hechos a base de plástico o metal. Una vez que se haya realizado el armado de los cables como lo determinan los planos, se procede a vaciar el concreto y esperar hasta que llegue a una resistencia adecuada para continuar a tensar los cables. Finalmente, una vez tensados los cables, se llenan los ductos con lechada de cemento desde el punto más alto al más bajo para asegurarse que se llene todo el ducto y se adhiera el elemento a los tendones.¹⁷

6.4.3. Ventajas y Desventajas

6.3.3.1 Ventajas en el diseño

- Grandes luces: esta es una de las ventajas que más se aprovecha al hacer uso de losas postensadas, la luz libre entre columnas puede aumentar hasta los 25 metros reduciendo el uso de columnas, el número de cimientos y maximizando la cantidad de espacio disponible por piso.
- Menores espesores de losa: Gracias a esta ventaja se ve reducido el peso muerto de la estructura en cada piso, reduciendo el peso total que reciben

¹⁵ "Chapter 1." Post-tensioning Manual, 6th Edition. Chicago, ILL: PCI, 206. 1-4.

¹⁶ "Chapter 3." Post-tensioning Manual, 6th Edition. Chicago, ILL: PCI, 206. 59.

¹⁷ "SISTEMA NO ADHERIDO DE LOSAS POSTENSADAS EDING PT STRAND." Eding APS S.L. N.p., n.d. Web. 19 Sept. 2016.

los cimientos y finalmente minimiza la altura total de la estructura, haciendo posible que se pueda conseguir más pisos en una misma altura comparado con una construcción con losas tradicionales.

6.3.3.2 Ventajas en la construcción

- Velocidad de construcción: Debido a que el desencofrado de estas losas se puede hacer una vez que se haya tensado el elemento, se reduce drásticamente el ciclo de encofrado por piso. El uso de estas losas también reduce la congestión del refuerzo de acero, lo que hace que el armado de la losa sea más veloz y fácil de ejecutar.
- Mayor área de vaciado: Las losas postensadas suelen ser de menor espesor que las tradicionales y debido a esto es posible vaciar mayor área con el mismo volumen de concreto, reduciendo el número de vaciados necesarios por losa y aumenta la velocidad de construcción.
- Ahorro de materiales: Principalmente con este sistema de losas se logra ahorrar en cuanto a concreto, acero y mano de obra para obras grandes.

6.3.3.3 Ventajas en el comportamiento

- Deflexiones y Agrietamiento: Las deflexiones son reducidas notablemente con el uso del postensado ya que se generan contra flechas en las losas especialmente cuando estas son de luces largas.¹⁸ Adicionalmente, al controlar las deflexiones y el agrietamiento, se reduce notablemente la posibilidad de corrosión del acero y el deterioro del concreto.

6.3.3.4 Desventajas

- Requiere de mano de obra especializada para su colocación.
- Cálculo de diseño complejo.
- Extremada precaución al trasladar materiales para el uso de postensado.

6.4.4. Materiales y equipos utilizados en los sistemas Adherido y no Adherido

Materiales y equipos utilizados en el sistema no adherido:

- Torones: Consisten en 7 cables de acero, de los cuales 6 van enrollados alrededor del cable principal. Estos torones van recubiertos de una grasa protectora y un forro de polietileno.
- Anclajes y cuñas: En el sistema no adherido, se utilizan los anclajes encapsulados. El anclaje tiene un hoyo cónico por donde pasa el cable y lo atrapa a través de las cuñas, las cuales, a través de una dentadura, no permiten que el cable escape.

¹⁸ MPA The Concrete Centre. (2008). Post-tensioned Concrete Floors. *The Concrete Centre*, 3-5.

- Sillas de soporte: Se utilizan en las losas postensadas, su función radica en darle la altura necesaria al cable a lo largo de la losa.
- Bomba y gato hidráulico: La bomba hidráulica, a través de unas mangueras, bombea aceite al gato, el cual haciendo uso de sus cuñas, agarra al cable y lo tensa hasta llegar a la presión requerida.

Materiales y equipos utilizados en el sistema no adherido

- Anclajes estándar y anclajes tipo H: Estos anclajes estándar son utilizados en el sistema adherido ya que el cable se encuentra embebido en el concreto y no requiere protección contra la corrosión. Los anclajes estándar pueden ser móviles y fijos, los anclajes tipo H, siempre son fijos.
- Anclajes multitorón: Al no existir el forro de polietileno en el sistema adherido, los cables desnudos van dentro de un ducto metálico corrugado.
- Ductos corrugados: Crean un espacio vacío a lo largo del elemento a postensar, de tal manera que el concreto no entra en contacto directo con ellos. Garantizan la adherencia entre el concreto y el tendón. Finalmente estos ductos son rellenos con grouting.
- Bomba y gato hidráulico

Conceptos básicos de diseño y construcción de elementos estructurales con el método adherido y no adherido

- Perdidas por fricción: Es la fuerza que se genera en el cable al momento de tensarlo cuando este se desliza a través del ducto o forro plástico.
- Perdidas por embutimiento de las cuñas: Al momento de liberar la tensión en los cables, existe una cantidad de deslizamiento en los anclajes al hacer la transferencia de fuerzas del anclaje al concreto.
- Perdidas por acortamiento elástico del concreto: Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que éste se comprime. Al tensar siguiendo una secuencia, el primer tendón que se ancle sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, luego el primero y el segundo sufrirán pérdida de esfuerzo cuando se tense el tercero, y así sucesivamente.
- Perdidas por acortamiento plástico del concreto: La deformación es similar a la intensidad del esfuerzo.

- Perdidas por contracción de fragua del concreto: La contracción de fragua del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida de presfuerzo. sólo se necesita considerar la parte de la contracción que ocurre después de la transferencia de la fuerza pretensora al elemento y esto ocurre normalmente de 3 a 7 días después del vaciado del concreto.
- Perdidas por relajación del tendón: El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

6.4.5. Proceso constructivo de vigas y losas postensadas

Proceso constructivo de vigas postensadas con el sistema no adherido

- Colocación del encofrado de las Vigas Postensadas
- Colocación del acero de refuerzo de la viga postensada
- Trazado de Cables Postensados
- Instalacion de cables de presfuerzo en las vigas postensadas
- Colocacion de anclajes
- Vaciado de viga postensada
- Tensado de cables

Proceso constructivo de losas postensadas con el sistema adherido

- Encofrado de losa postensada
- Colocación de acero de refuerzo inferior de la losa
- Trazo y colocación de tendones en losa
- Colocación de cables de postensado distribuido
- Colocación de anclajes fijos y móviles
- Vaciado de losa postensada
- Tensado de losa postensada

6.5. Elementos que aportan rigidez estructural

6.5.1. Placas

Las placas son elementos estructurales rígidos que al igual que las columnas, logran transmitir las cargas de la estructura a los cimientos. Estas también soportan a las losas y vigas que estén unidas al elemento y el peso propio de la misma placa, pero las placas tienen la capacidad para soportar fuerzas sísmicas en el sentido de su longitud mayor.

6.4.1.1 Importancia estructural

Las placas, a diferencia de los muros de albañilería, tienen mayor capacidad para absorber las fuerzas sísmicas. En las edificaciones son de gran importancia debido a que estas soportan la fuerza cortante que produce el sismo y además en casos que la estructura tenga derivas altas al colocar placas de manera estratégica en ambos sentidos se puede lograr minimizar estas para llegar al valor recomendado por la norma peruana para estructuras de concreto armado.

6.5.2. Vigas Pared

6.4.2.1 Importancia estructural

Los edificios de altos, al ser destinados para diferentes usos comerciales, albergan a un gran número de personas, por lo que es de suma importancia un correcto diseño sismoresistente. Una de las cualidades con las que se tiene que lidiar para este tipo de edificaciones es su esbeltez, y aunque se utilicen placas en su diseño, se necesita rigidizar aún más su estructura, por lo que dependiendo de la distribución arquitectónica que se tenga, se deben utilizar elementos que aporten rigidez estructural como es el caso de las vigas pared (vigas altas o vigas outrigger).

Las vigas pared (de ahora en adelante este será el término utilizado para hacer referencia a vigas cuya relación luz/altura es menor a 5) son vigas de gran peralte que tienen la cualidad de rigidizar un piso de tal manera que los drifts en el resto de niveles disminuyan en grandes cantidades. Sin embargo, la ubicación de estos elementos va a influir mucho en el resultado que estas tengan para con la edificación.

“El lugar óptimo para la colocación de las vigas pared en edificios altos bajo la acción de un sismo es entre 0.44 y 0.48 veces la altura del edificio (desde la base del edificio)” (Herath, Haritos, Ngo, Mendis. 2009).

Es importante conseguir el lugar ideal de la colocación de estos elementos ya que tienen un costo alto y de no aprovecharlo al máximo sus efectos en la estructura pueden no ser importantes.

6.4.2.2 Comportamiento del elemento

Para el caso del análisis de este tipo de elementos, es importante tener en cuenta la posición de la carga a la que estará sometida la viga. Los esfuerzos originados por una carga colocada en la parte superior del elemento guardan una amplia diferencia con los esfuerzos que originaría una carga colocada en la zona inferior del elemento.

Figura 11 Cargas repartidas uniformemente en cada extremo de la altura del elemento¹⁹

Figura 12 Esfuerzos verticales originados por cada caso de colocación de cargas²⁰

¹⁹ Fuente: Schinca, J. Vigas de Gran peralte

²⁰ Fuente: Schinca, J. Vigas de Gran peralte

Figura 13 Esfuerzos horizontales originados por cada caso de colocación de cargas²¹

Para ambos casos, los valores de esfuerzos con signo negativo representan esfuerzos en compresión y los esfuerzos con signo positivo representan esfuerzos de tracción.

Es notable la diferencia que origina solo un cambio en la posición de dos cargas de igual magnitud, debido a esto es que Jorge Schinca en "Vigas de gran altura" determina necesario establecer que para el caso de las vigas pared existen condiciones a ser establecidas:

- La distribución de las tensiones horizontales no sigue una ley lineal a pesar de que el material pueda ser considerado elástico.
- Los puntos de tensión (línea neutra) cero no están ubicados a mitad de altura como correspondería a una sección rectangular y en los distintos cortes están a alturas distintas.
- El brazo (z) del par interno, distancia entre la resultante de las tracciones y la de las compresiones, no es constante en las distintas secciones de la viga y no vale los dos tercios de la altura.

Es deducible entonces, que si para diferentes posiciones de carga existen diferentes esfuerzos en el elemento, la fisuración antes de la ruptura del mismo será diferente también.

²¹ Fuente: Schinca, J. Vigas de Gran peralte

Figura 14 Ejemplos de fisuración de las vigas pared para cada caso de carga²²

Resulta notoria la diferencia entre ambos tipos de ruptura, por lo que es necesario tener una idealización diferente para cada caso de carga. Cuando la carga actúa en la zona superior, las fisuraciones son verticales y denotan la presencia de tracción horizontal en la zona inferior, por lo que es posible modelar este caso con un tensor (cable) en la parte inferior y una serie de bielas que transmitan la carga de la zona superior hacia el tensor.²³

Figura 15 Comportamiento de una viga pared ante la acción de una carga distribuida en la parte superior²⁴

En el segundo caso de carga, el comportamiento del elemento que da origen a la fisuración ya vista, se puede modelar como una serie de arcos que generarán

22

²³ CRF. Schinca, José. Vigas de Gran Altura.

²⁴ Fuente: Schinca, J. Vigas de Gran peralte

esfuerzos de tracción en todo el elemento y finalmente un tensor que represente las tracciones horizontales en la parte inferior.

Figura 16 Comportamiento de una viga pared ante la acción de una carga distribuida en la parte superior²⁵

Es necesario notar la diferencia entre las vigas pared de un tramo con las continuas. Si bien las vigas continuas toman menos momento en los extremos, debido a la deformación en los apoyos, no es necesario un análisis aparte para las vigas pared continuas, ya que es posible considerar que el momento que estas tomarán en los apoyos será del 60% del momento de tramo máximo.

6.4.2.3 Metodología de diseño

Debido a que es un elemento con gran peralte, el diseño de las vigas pared, así como su análisis, es diferente al de las vigas regulares. Es necesario, en este caso, darle importancia al diseño por cortante²⁶ como en el caso de las placas. Es por este motivo que la verificación por compresión de este elemento se realiza en función al cortante. Para poder lograr una mayor resistencia por corte, se diseña una armadura para el alma, aparte de la armadura principal de la cara en tracción. Así mismo, el ACI 318 establece que es necesario tomar en cuenta los momentos causados en la dirección de menor peralte, ya que esta sección, al tener un espesor muy bajo en relación a la altura, tendrá un alto riesgo de fallar por flexión.

²⁵ Fuente: Schinca, J. Vigas de Gran peralte

²⁶ Al ser destinadas para aportar rigidez a la edificación, las vigas pared deben ser diseñadas para resistir un gran valor del cortante sísmico.

7. Generalidades del proyecto

7.1. Objetivo del proyecto

La presente tesis tiene por objeto el diseño estructural de un edificio de uso mixto de cuarenta pisos con la particularidad de utilizar losas postensadas para los techos a efectos de ganar altura de entrepiso, de manera que se pueda obtener una mayor cantidad de niveles para una misma altura, una reducción considerable en el peso de la edificación, luces libres de elementos estructurales que permitan una arquitectura más flexible y derivas que cumplan con lo estipulado por la norma peruana sismorresistente E. 30. A su vez, no es parte de esta tesis el diseño estructural de sótanos o muros pantalla, sin embargo, sus efectos si se consideran en el análisis sísmico, pero al ser nulos no son colocados en el listado de resultados de los anexos.

7.2. Descripción del proyecto

El proyecto es un edificio de oficinas de cuarenta pisos ubicado en la ciudad de Lima, específicamente en San Isidro, sobre grava de 4.0 Kg/cm^2 ²⁷ con un área techada por piso de 760 m^2 .

El análisis sísmico se realizó con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 modificada por el decreto supremo N 003 – 2016 – Vivienda. Se realizaron análisis dinámicos en las dos direcciones principales del edificio considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados del análisis se compararon con los límites máximos establecidos en la misma norma.

7.3. Arquitectura del edificio

El edificio está concebido como un “centro empresarial” constituido por una torre cuyo uso está destinado a oficinas, cuyos estacionamientos y cisternas se encuentran ubicados en el sótano. El primer piso está destinado al ingreso principal y recepción, un área de depósito y dos oficinas, cada una de 550 m^2 aproximadamente con servicios higiénicos propios. Cada uno de los siguientes 39 pisos tiene la misma distribución arquitectónica de dos oficinas, cada una de 580 m^2 aproximadamente, con servicios higiénicos propios.

La altura de piso a piso es de 3.6 m y cuenta con un cielo raso para esconder las distintas instalaciones. La altura libre medida desde el piso terminado hasta el fondo del cielo raso es de 3 m . El edificio cuenta con dos escaleras (una escalera de gato) y ocho ascensores ubicados en la zona central de la planta. En el piso 20 es un piso utilizado para colocar las instalaciones y el cuarto de máquinas.

²⁷ Según la norma E.030, en la clasificación de suelos, una grava de 4 kg/cm^2 de capacidad portante es clasificada como un suelo rígido S1.

7.4. Reglamentos, cargas de diseño y materiales

7.4.1. Normas Empleadas

Las normas empleadas del Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C) son las siguientes:

- Norma E.020 Cargas.
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2014.
- Norma E.060 Concreto Armado 2016

La norma empleada del American Concrete Institute (ACI) es la siguiente:

- ACI 318 – 14

El presente trabajo de tesis se desarrolló utilizando la Norma de Concreto Armado E.060 de 2014 teniendo en cuenta algunos factores y correcciones que proporciona el ACI 318 – 14. Sin embargo, para el diseño de las losas postensadas y vigas pared, se obtuvieron procedimientos más precisos de diseño del capítulo 18 del ACI 318 – 14, Concreto preesforzado.

7.4.2. Cargas de Diseño

La Norma de Cargas E.020 establece los valores mínimos de las cargas repartidas que debe utilizarse en el diseño de cualquier estructura, dependiendo del uso al cual esté destinada la misma. Las cargas a considerar son las cargas muertas, cargas vivas o sobrecarga y cargas de sismo.

Cargas muertas (CM) se consideran a todas aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida útil de la estructura, tales como peso propio, tabiques, parapetos, cielorasos, acabados y otros elementos soportados por la estructura. Cargas vivas (CV) se consideran al peso de los ocupantes, equipos, muebles y otros elementos móviles. Cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción del sismo sobre la estructura.

Cada elemento de la estructura se diseñó empleando el método de Diseño por Resistencia establecido en la norma. Este método consiste en amplificar las cargas de servicio mediante factores de carga y reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores de reducción. (Pómez Villanueva, David. 2012)

La Norma de Concreto E.060 1989 establece las combinaciones de cargas de servicio con sus respectivos factores de amplificación, teniendo las siguientes combinaciones básicas:

Ecuación 1 Combinaciones de carga para el método de resistencia última

$$\begin{aligned}C_1 &= 1.4 * CM + 1.7 * CV \\C_{2,3} &= 1.25 * CM + 1.25 * CV \pm CS \\C_{4,5} &= 0.9 * CM \pm CS\end{aligned}$$

Se ha utilizado la Norma de Diseño Sismorresistente del año 2014 donde tanto las zonas sísmicas como los coeficientes de zonificación sísmica aumentaron respecto a la misma Norma en su versión anterior (año 2009).

Este cambio en los factores de zonificación implica un incremento en las fuerzas obtenidas de los análisis, fuerzas que se ven reflejadas en el espectro de diseño dinámico, que también modificó su curva respecto a su versión anterior.

La Norma de Concreto E.060 2009 también establece los factores de reducción de resistencia para los siguientes casos:

- Flexión sin fuerza axial 0.90
- Tracción y flexo tracción 0.90
- Compresión y flexo compresión 0.70
- Corte y torsión 0.85

7.4.3. Materiales

En el diseño se ha considerado los siguientes materiales:

7.4.3.1. Concreto Armado

Es la mezcla proporcionada del cemento, agua, agregado grueso, agregado fino y aditivos, que en conjunto forma una pasta espesa y moldeable la cual lleva embebida una armadura de acero como refuerzo, de tal manera que en conjunto constituye un único material compuesto, capaz de resistir los esfuerzos a los que está sometido el elemento estructural.

Para el presente proyecto se utilizó un concreto con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión 280 kg/cm²
- Módulo de Poisson 0.15
- Módulo de Elasticidad 15000 f'c kg/cm²

Los componentes del concreto armado son:

7.4.4. Cemento Portland

Este debe cumplir con los requisitos impuestos por la norma técnica peruana NTP 334.009 para cemento Portland del Perú.

7.4.5. Armadura de acero

Constituida por barras de acero con superficie corrugada.

El acero es de grado 60 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) y tiene las siguientes propiedades de acuerdo a la Norma ASTM A615:

- Esfuerzo de fluencia 4200 kg/cm²
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura 6300 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad 2,000000 kg/cm²

8. Criterios de Estructuración

8.1. Sistemas estructurales

Según Basset, los tipos de estructuración más usuales en el caso de los edificios en altura son los siguientes:

1. Estructura de muros de carga o pantallas: Los elementos estructurales principales son elementos verticales planos, muros o pantallas, que pueden disponerse longitudinalmente, transversalmente o en ambas direcciones.
2. Estructura de núcleo rígido: Los elementos estructurales principales forman núcleos rígidos rodeando los huecos de los elementos de comunicación vertical (ascensores, escaleras e instalaciones).
3. Estructura de pórticos: Los elementos estructurales constituyen un entramado espacial de nudos rígidos.
4. Combinación de pórticos y pantallas (o núcleos): Consiste en una combinación de elementos planos en forma de pantallas y/o núcleos rígidos con entramado espacial.
5. Combinación de pórticos y pantallas (o núcleos) con celosías de atado: La tipología anterior se completa con vigas en forma de celosías de gran canto distribuidas a lo largo de la altura del edificio.
6. Sistemas tubulares: Los elementos estructurales verticales se disponen muy próximos entre sí formando una fachada que parece un tubo perforado.²⁸

De estas 6 tipologías, descartamos la estructura de muros de carga debido a que no otorgan grandes espacios en las plantas, ya que las luces varían entre 3.6m y 7.5m.

Con el fin de poder optar por la estructuración más adecuada para el caso de estudio, se realizará la comparación de los tres sistemas estructurales convenientes en nuestro tipo de edificación: El sistema de pórticos de concreto armado (aporticado), un sistema dual de pórticos de concreto con placas perimetrales, y el sistema dual de pórticos de concreto con un núcleo rígido central.²⁹

Estos tres sistemas estructurales serán evaluados según la rigidez que aportan a la estructura en sí, para esto se analizará la distorsión de entre pisos (Drifts) que es proporcionada por el software ETABS.

²⁸ Basset Salom, Luiss. "Edificios en altura". Universitat Politècnica de València

²⁹ Es necesaria la ubicación del núcleo rígido en el centro del edificio para poder evitar efectos torsionales indeseados que podrían cambiar drásticamente el comportamiento del edificio.

8.1.1. Sistema aporticado

Llamamos sistema aporticado a aquel sistema que está compuesto por columnas, vigas y losas³⁰. Las columnas y vigas se unen a través de nudos formando pórticos en ambas direcciones (x e y) los cuales, en este sistema, son los que principalmente soportan las cargas muertas y las fuerzas sísmicas. La principal ventaja de usar este tipo de sistema constructivo es que la distribución de espacios no se ve afectada por muros de corte que no pueden ser modificados, los muros de tabiquería pueden ser puestos al gusto del cliente o de alguna manera para poder ahorrar espacios en el entrepiso. Una de las desventajas más notorias que tiene este sistema a comparación de los otros es que presenta una baja rigidez ante cargas laterales y los procesos para la colocación de tuberías requieren más tiempo de ejecución. Al ser un sistema con poca rigidez, es necesario colocar una mayor cantidad de divisiones, disminuyendo las luces máximas entre columnas.

8.1.1.1 Modelación

Figura 17 Modelo de una planta típica para un edificio de 40 pisos (Sistema Aporticado)³¹

³⁰ En el Perú, las losas que conforman el diafragma rígido de cada piso son aligeradas o macizas principalmente, salvo en casos que requieran de luces más grandes, como veremos en capítulos posteriores.

³¹ Fuente: Elaboración propia

Este modelo consta de un conjunto de pórticos en ambas direcciones con tres tipos de columnas:

- Esquinadas de 30cm x 50cm.
- Excéntricas de 40cm x 60cm.
- Céntricas de 60cm x 70cm.

Estas últimas, son las que tienen mayor área tributaria y por ende cargan mayor parte de la losa y deben ser de mayor dimensión que las otras. Por el lado de las vigas, se utilizaron vigas de 40 x 60 cm. En cuanto a las losas, se decidió trabajar con losas aligeradas de 25 cm para todos los paños.

8.1.1.2 Drifts por entrepiso

En todas las tablas presentadas a continuación se puede apreciar la distorsión que presenta la estructura entre pisos (Drifts) debido a la fuerza sísmica en ambas direcciones bien en X como en Y, los cuales tendrán que ser amplificados según la norma E 030 (Diseño simoresistente), multiplicando los drifts iniciales por $\frac{3}{4}$ del factor de reducción R. Utilizaremos los datos obtenidos del programa ETABS para comparar las distorsiones entre los sistemas mas no para verificar que cumplan con lo estipulado en la norma ya que ese procedimiento se realizará luego de definir el sistema estructural óptimo.

Tabla 12 Datos de Derivas por entre piso para el sistema de Pórticos en X

Drifts máximos en Direccion X (amplificados por $R = 8 * 0,75$)		
Story	Load Case/Combo	Max Drift
		m
Story40	DIN X-X Max	0,049194
Story39	DIN X-X Max	0,050094
Story38	DIN X-X Max	0,051012
Story37	DIN X-X Max	0,051884
Story36	DIN X-X Max	0,052693
Story35	DIN X-X Max	0,053427
Story34	DIN X-X Max	0,054079
Story33	DIN X-X Max	0,054647
Story32	DIN X-X Max	0,055128
Story31	DIN X-X Max	0,055522
Story30	DIN X-X Max	0,055828
Story29	DIN X-X Max	0,056047
Story28	DIN X-X Max	0,056177
Story27	DIN X-X Max	0,056214
Story26	DIN X-X Max	0,056155
Story25	DIN X-X Max	0,055996
Story24	DIN X-X Max	0,055735

Story23	DIN X-X Max	0,05537
Story22	DIN X-X Max	0,054898
Story21	DIN X-X Max	0,054319
Story20	DIN X-X Max	0,053635
Story19	DIN X-X Max	0,052845
Story18	DIN X-X Max	0,051948
Story17	DIN X-X Max	0,050943
Story16	DIN X-X Max	0,049828
Story15	DIN X-X Max	0,048599
Story14	DIN X-X Max	0,047254
Story13	DIN X-X Max	0,045791
Story12	DIN X-X Max	0,044209
Story11	DIN X-X Max	0,042511
Story10	DIN X-X Max	0,040698
Story9	DIN X-X Max	0,038774
Story8	DIN X-X Max	0,036744
Story7	DIN X-X Max	0,03461
Story6	DIN X-X Max	0,032373
Story5	DIN X-X Max	0,030028
Story4	DIN X-X Max	0,027566
Story3	DIN X-X Max	0,02494
Story2	DIN X-X Max	0,021661
Story1	DIN X-X Max	0,014241

Tabla 13 Datos de Derivas por entre piso para el sistema de Pórticos en Y

Drifts máximos en Direccion Y (amplificados por $R = 8 * 0,75$)		
Story	Load Case/Combo	Max Drift
Story40	DIN Y-Y Max	0,107569
Story39	DIN Y-Y Max	0,108585
Story38	DIN Y-Y Max	0,109593
Story37	DIN Y-Y Max	0,110524
Story36	DIN Y-Y Max	0,111358
Story35	DIN Y-Y Max	0,112081
Story34	DIN Y-Y Max	0,112679
Story33	DIN Y-Y Max	0,113143
Story32	DIN Y-Y Max	0,113466
Story31	DIN Y-Y Max	0,113639
Story30	DIN Y-Y Max	0,113657
Story29	DIN Y-Y Max	0,113513
Story28	DIN Y-Y Max	0,1132
Story27	DIN Y-Y Max	0,11271
Story26	DIN Y-Y Max	0,112036
Story25	DIN Y-Y Max	0,111171
Story24	DIN Y-Y Max	0,110106
Story23	DIN Y-Y Max	0,108837
Story22	DIN Y-Y Max	0,107359
Story21	DIN Y-Y Max	0,105668
Story20	DIN Y-Y Max	0,10376
Story19	DIN Y-Y Max	0,101632
Story18	DIN Y-Y Max	0,099281
Story17	DIN Y-Y Max	0,096704
Story16	DIN Y-Y Max	0,093895
Story15	DIN Y-Y Max	0,090851
Story14	DIN Y-Y Max	0,087568
Story13	DIN Y-Y Max	0,084043
Story12	DIN Y-Y Max	0,080274
Story11	DIN Y-Y Max	0,07626
Story10	DIN Y-Y Max	0,072002
Story9	DIN Y-Y Max	0,067504
Story8	DIN Y-Y Max	0,062767
Story7	DIN Y-Y Max	0,057793
Story6	DIN Y-Y Max	0,052584
Story5	DIN Y-Y Max	0,047139
Story4	DIN Y-Y Max	0,041455
Story3	DIN Y-Y Max	0,035522
Story2	DIN Y-Y Max	0,029138
Story1	DIN Y-Y Max	0,019316

8.1.2. Sistema dual con placas perimetrales

El sistema dual es un sistema mixto que contiene pórticos reforzados con muros portantes de concreto armado. La resistencia y rigidez a las fuerzas laterales es notablemente mayor al sistema de pórticos simples, lo cual resulta de gran ayuda para poder resistir fuerzas sísmicas y disminuir las derivas de la estructura en general. Este sistema puede tener la misma ventaja que el sistema aporticado en cuanto a la distribución de ambientes siempre y cuando los muros portantes sean ubicados estratégicamente.

8.1.2.1 Modelación

Figura 18 Modelo de una planta típica de 40 Pisos (Sistema Dual)³²

El modelo consta en un conjunto de pórticos reforzados con muros de concreto armado en ambas direcciones con dos tipos de columnas, las excéntricas de 40cm x 60cm y las céntricas de 60cm x 70cm que son las que tienen mayor área tributaria, las placas fueron propuestas con un espesor de 30cm. Por el lado de las vigas, se utilizaron vigas de 40 x 60 cm. En cuanto a las losas se decidió trabajar con losas aligeradas de 25 cm para todos los paños.

³² Fuente: Elaboración propia

8.1.2.2 Drifts por entrepiso

Tabla 14 Drifts por entrepiso para un sistema dual con placas perimetrales en X

Drifts máximos en Direccion X (amplificados por $R = 7 * 0,75$)		
Story	Load Case/Combo	Max Drift
		m
Story40	DINXX Max	0,029139
Story39	DINXX Max	0,029668
Story38	DINXX Max	0,030359
Story37	DINXX Max	0,031107
Story36	DINXX Max	0,031844
Story35	DINXX Max	0,032539
Story34	DINXX Max	0,033182
Story33	DINXX Max	0,033766
Story32	DINXX Max	0,03429
Story31	DINXX Max	0,034756
Story30	DINXX Max	0,035164
Story29	DINXX Max	0,035515
Story28	DINXX Max	0,035807
Story27	DINXX Max	0,036039
Story26	DINXX Max	0,036207
Story25	DINXX Max	0,036309
Story24	DINXX Max	0,036341
Story23	DINXX Max	0,036304
Story22	DINXX Max	0,036198
Story21	DINXX Max	0,036023
Story20	DINXX Max	0,035782
Story19	DINXX Max	0,035475
Story18	DINXX Max	0,035101
Story17	DINXX Max	0,034659
Story16	DINXX Max	0,034146
Story15	DINXX Max	0,033558
Story14	DINXX Max	0,03289
Story13	DINXX Max	0,03214
Story12	DINXX Max	0,031307
Story11	DINXX Max	0,03039
Story10	DINXX Max	0,029389
Story9	DINXX Max	0,028303
Story8	DINXX Max	0,027125
Story7	DINXX Max	0,025843
Story6	DINXX Max	0,02443
Story5	DINXX Max	0,022824
Story4	DINXX Max	0,020908

Story3	DINXX Max	0,018325
Story2	DINXX Max	0,01431
Story1	DINXX Max	0,00656

Tabla 15 Drifts por entrepiso para un sistema dual con placas perimetrales en Y

Drifts máximos en Direccion Y (amplificados por $R = 7 * 0,75$)		
Story	Load Case/Combo	Max Drift
		m
Story40	DINYY Max	0,059937
Story39	DINYY Max	0,060553
Story38	DINYY Max	0,061326
Story37	DINYY Max	0,062107
Story36	DINYY Max	0,062852
Story35	DINYY Max	0,063533
Story34	DINYY Max	0,06414
Story33	DINYY Max	0,064663
Story32	DINYY Max	0,0651
Story31	DINYY Max	0,065446
Story30	DINYY Max	0,065696
Story29	DINYY Max	0,065847
Story28	DINYY Max	0,065893
Story27	DINYY Max	0,06583
Story26	DINYY Max	0,065655
Story25	DINYY Max	0,065365
Story24	DINYY Max	0,064958
Story23	DINYY Max	0,064432
Story22	DINYY Max	0,063784
Story21	DINYY Max	0,063012
Story20	DINYY Max	0,062112
Story19	DINYY Max	0,061084
Story18	DINYY Max	0,059924
Story17	DINYY Max	0,058633
Story16	DINYY Max	0,05721
Story15	DINYY Max	0,055652
Story14	DINYY Max	0,053957
Story13	DINYY Max	0,052123
Story12	DINYY Max	0,050143
Story11	DINYY Max	0,048014
Story10	DINYY Max	0,045732
Story9	DINYY Max	0,043294
Story8	DINYY Max	0,040694
Story7	DINYY Max	0,037925

Story6	DINYY Max	0,034967
Story5	DINYY Max	0,031786
Story4	DINYY Max	0,028313
Story3	DINYY Max	0,024262
Story2	DINYY Max	0,0192
Story1	DINYY Max	0,009265

8.1.3. Sistema dual con núcleos rígidos centrales

Este tipo de sistema, por lo general, se usa en edificaciones de gran altura donde hay presencia de oficinas, debido a que este sistema permite espacios amplios entre los núcleos de concreto armado y los pórticos. Los núcleos, por lo general, son los que rodean las cajas de ascensores y escaleras de la estructura.

8.1.3.1 Modelación

Figura 19 Modelo de una planta típica de 40 Pisos (Sistema Núcleo Rígido Central)³³

³³ Fuente: Elaboración propia

El modelo consta de un núcleo central de muros de concreto armado con pórticos en el perímetro de la edificación, El modelo está conformado por 2 tipos de columnas, las excéntricas de 40cm x 60cm y las esquinadas de 30cm x 50cm. Las placas fueron propuestas con un espesor de 25cm. Por el lado de las vigas, se utilizaron vigas de 40 x 60 cm. En cuanto a las losas se decidió trabajar con losas aligeradas de 25 cm para todos los paños.

8.1.3.2 Drifts por entrepiso

Tabla 16 Drifts por entrepiso para un sistema dual con núcleo rígido central en X

Drifts máximos en Direccion X (amplificados por $R = 6 * 0,75$)		
Story	Load Case/Combo	Max Drift
		m
Story40	DINXX Max	0,011756
Story39	DINXX Max	0,01179
Story38	DINXX Max	0,011826
Story37	DINXX Max	0,011866
Story36	DINXX Max	0,011902
Story35	DINXX Max	0,011932
Story34	DINXX Max	0,011953
Story33	DINXX Max	0,011963
Story32	DINXX Max	0,01196
Story31	DINXX Max	0,011943
Story30	DINXX Max	0,011912
Story29	DINXX Max	0,011865
Story28	DINXX Max	0,011801
Story27	DINXX Max	0,011721
Story26	DINXX Max	0,011622
Story25	DINXX Max	0,011504
Story24	DINXX Max	0,011367
Story23	DINXX Max	0,01121
Story22	DINXX Max	0,011031
Story21	DINXX Max	0,010832
Story20	DINXX Max	0,01061
Story19	DINXX Max	0,010366
Story18	DINXX Max	0,010098
Story17	DINXX Max	0,009807
Story16	DINXX Max	0,009491
Story15	DINXX Max	0,00915
Story14	DINXX Max	0,008784
Story13	DINXX Max	0,008391
Story12	DINXX Max	0,007971
Story11	DINXX Max	0,007524
Story10	DINXX Max	0,007047
Story9	DINXX Max	0,006539
Story8	DINXX Max	0,005998
Story7	DINXX Max	0,005421
Story6	DINXX Max	0,004803
Story5	DINXX Max	0,004138
Story4	DINXX Max	0,003418

Story3	DINXX Max	0,002629
Story2	DINXX Max	0,001751
Story1	DINXX Max	0,000741

Tabla 17 Drifts por entrepiso para un sistema dual con núcleo rígido central en Y

Drifts máximos en Direccion Y (amplificados por $R = 6 * 0,75$)		
Story	Load Case/Combo	Max Drift
		m
Story40	DINYY Max	0,025605
Story39	DINYY Max	0,025626
Story38	DINYY Max	0,025658
Story37	DINYY Max	0,025682
Story36	DINYY Max	0,025694
Story35	DINYY Max	0,02569
Story34	DINYY Max	0,025667
Story33	DINYY Max	0,025621
Story32	DINYY Max	0,02555
Story31	DINYY Max	0,025452
Story30	DINYY Max	0,025323
Story29	DINYY Max	0,025163
Story28	DINYY Max	0,024968
Story27	DINYY Max	0,024738
Story26	DINYY Max	0,02447
Story25	DINYY Max	0,024161
Story24	DINYY Max	0,023812
Story23	DINYY Max	0,02342
Story22	DINYY Max	0,022983
Story21	DINYY Max	0,022501
Story20	DINYY Max	0,021971
Story19	DINYY Max	0,021394
Story18	DINYY Max	0,020767
Story17	DINYY Max	0,020089
Story16	DINYY Max	0,01936
Story15	DINYY Max	0,018579
Story14	DINYY Max	0,017743
Story13	DINYY Max	0,016854
Story12	DINYY Max	0,015909
Story11	DINYY Max	0,014908
Story10	DINYY Max	0,013849
Story9	DINYY Max	0,012732
Story8	DINYY Max	0,011554
Story7	DINYY Max	0,010313

Story6	DINYY Max	0,009006
Story5	DINYY Max	0,00763
Story4	DINYY Max	0,006178
Story3	DINYY Max	0,004641
Story2	DINYY Max	0,002984
Story1	DINYY Max	0,001156

8.1.4 Comparación de Drifts y análisis de resultados

Tabla 18 Comparacion de drifts de entre piso para los 3 sistemas estructurales en XX

Comparación de Drifts máximos en Direccion X (R = 8 S Aporticado - R = 7 S Dual - R = 6 S Nucleo Rigido)						
Story	Load Case/Combo	Sistema Aporticado	Comparacion	Sistema Nucleo Rigido	Comparacion	Sistema Dual
		m	NR-AP/NR	m	NR-SD/NR	m
Story40	DIN X-X Max	0,049194	8%	0,05369	46%	0,029139
Story39	DIN X-X Max	0,050094	7%	0,053844	45%	0,029668
Story38	DIN X-X Max	0,051012	6%	0,054004	44%	0,030359
Story37	DIN X-X Max	0,051884	4%	0,05418	43%	0,031107
Story36	DIN X-X Max	0,052693	3%	0,054341	41%	0,031844
Story35	DIN X-X Max	0,053427	2%	0,054474	40%	0,032539
Story34	DIN X-X Max	0,054079	1%	0,054567	39%	0,033182
Story33	DIN X-X Max	0,054647	0%	0,05461	38%	0,033766
Story32	DIN X-X Max	0,055128	-1%	0,054596	37%	0,03429
Story31	DIN X-X Max	0,055522	-2%	0,05452	36%	0,034756
Story30	DIN X-X Max	0,055828	-3%	0,054378	35%	0,035164
Story29	DIN X-X Max	0,056047	-3%	0,054164	34%	0,035515
Story28	DIN X-X Max	0,056177	-4%	0,053876	34%	0,035807
Story27	DIN X-X Max	0,056214	-5%	0,053509	33%	0,036039
Story26	DIN X-X Max	0,056155	-6%	0,053059	32%	0,036207
Story25	DIN X-X Max	0,055996	-7%	0,052524	31%	0,036309
Story24	DIN X-X Max	0,055735	-7%	0,0519	30%	0,036341
Story23	DIN X-X Max	0,05537	-8%	0,051183	29%	0,036304

Story22	DIN X-X Max	0,054898	-9%	0,050371	28%	0,036198
Story21	DIN X-X Max	0,054319	-10%	0,04946	27%	0,036023
Story20	DIN X-X Max	0,053635	-11%	0,048449	26%	0,035782
Story19	DIN X-X Max	0,052845	-12%	0,047334	25%	0,035475
Story18	DIN X-X Max	0,051948	-13%	0,046112	24%	0,035101
Story17	DIN X-X Max	0,050943	-14%	0,044782	23%	0,034659
Story16	DIN X-X Max	0,049828	-15%	0,043339	21%	0,034146
Story15	DIN X-X Max	0,048599	-16%	0,041782	20%	0,033558
Story14	DIN X-X Max	0,047254	-18%	0,040107	18%	0,03289
Story13	DIN X-X Max	0,045791	-20%	0,038311	16%	0,03214
Story12	DIN X-X Max	0,044209	-21%	0,036391	14%	0,031307
Story11	DIN X-X Max	0,042511	-24%	0,034341	12%	0,03039
Story10	DIN X-X Max	0,040698	-27%	0,032156	9%	0,029389
Story9	DIN X-X Max	0,038774	-30%	0,029828	5%	0,028303
Story8	DIN X-X Max	0,036744	-34%	0,027347	1%	0,027125
Story7	DIN X-X Max	0,03461	-40%	0,024698	-5%	0,025843
Story6	DIN X-X Max	0,032373	-48%	0,021863	-12%	0,02443
Story5	DIN X-X Max	0,030028	-60%	0,018814	-21%	0,022824
Story4	DIN X-X Max	0,027566	-78%	0,015516	-35%	0,020908
Story3	DIN X-X Max	0,02494	-109%	0,011913	-54%	0,018325
Story2	DIN X-X Max	0,021661	-174%	0,007915	-81%	0,01431
Story1	DIN X-X Max	0,014241	-327%	0,003338	-97%	0,00656

Tabla 19 Comparacion de drits de entrepiso para los 3 sistemas estructurales en YY

Comparación de Drifts máximos en Direccion Y (R = 8 S Aporticado - R = 7 S Dual - R = 6 S Nucleo Rigido)						
Story	Load Case/Combo	Sistema Aporticado	Comparacion	Sistema Nucleo Rigido	Comparacion	Sistema Dual
Story40	DIN Y-Y Max	0,107569	7%	0,115238	48%	0,059937
Story39	DIN Y-Y Max	0,108585	6%	0,115333	47%	0,060553
Story38	DIN Y-Y Max	0,109593	5%	0,115456	47%	0,061326
Story37	DIN Y-Y Max	0,110524	4%	0,115553	46%	0,062107
Story36	DIN Y-Y Max	0,111358	4%	0,115597	46%	0,062852
Story35	DIN Y-Y Max	0,112081	3%	0,115572	45%	0,063533
Story34	DIN Y-Y Max	0,112679	2%	0,115461	44%	0,06414
Story33	DIN Y-Y Max	0,113143	2%	0,115249	44%	0,064663
Story32	DIN Y-Y Max	0,113466	1%	0,114925	43%	0,0651
Story31	DIN Y-Y Max	0,113639	1%	0,114478	43%	0,065446
Story30	DIN Y-Y Max	0,113657	0%	0,113896	42%	0,065696
Story29	DIN Y-Y Max	0,113513	0%	0,11317	42%	0,065847
Story28	DIN Y-Y Max	0,1132	-1%	0,112291	41%	0,065893
Story27	DIN Y-Y Max	0,11271	-1%	0,11125	41%	0,06583
Story26	DIN Y-Y Max	0,112036	-2%	0,110039	40%	0,065655
Story25	DIN Y-Y Max	0,111171	-2%	0,10865	40%	0,065365
Story24	DIN Y-Y Max	0,110106	-3%	0,107075	39%	0,064958
Story23	DIN Y-Y Max	0,108837	-3%	0,105306	39%	0,064432
Story22	DIN Y-Y Max	0,107359	-4%	0,103339	38%	0,063784
Story21	DIN Y-Y Max	0,105668	-4%	0,101165	38%	0,063012
Story20	DIN Y-Y Max	0,10376	-5%	0,098781	37%	0,062112
Story19	DIN Y-Y Max	0,101632	-6%	0,096179	36%	0,061084
Story18	DIN Y-Y Max	0,099281	-6%	0,093356	36%	0,059924
Story17	DIN Y-Y Max	0,096704	-7%	0,090305	35%	0,058633
Story16	DIN Y-Y Max	0,093895	-8%	0,087022	34%	0,05721

Story15	DIN Y-Y Max	0,090851	-9%	0,083503	33%	0,055652
Story14	DIN Y-Y Max	0,087568	-10%	0,079743	32%	0,053957
Story13	DIN Y-Y Max	0,084043	-11%	0,075739	31%	0,052123
Story12	DIN Y-Y Max	0,080274	-12%	0,071484	30%	0,050143
Story11	DIN Y-Y Max	0,07626	-14%	0,066977	28%	0,048014
Story10	DIN Y-Y Max	0,072002	-16%	0,06221	26%	0,045732
Story9	DIN Y-Y Max	0,067504	-18%	0,057178	24%	0,043294
Story8	DIN Y-Y Max	0,062767	-21%	0,051873	22%	0,040694
Story7	DIN Y-Y Max	0,057793	-25%	0,046284	18%	0,037925
Story6	DIN Y-Y Max	0,052584	-30%	0,040397	13%	0,034967
Story5	DIN Y-Y Max	0,047139	-38%	0,034193	7%	0,031786
Story4	DIN Y-Y Max	0,041455	-50%	0,027648	-2%	0,028313
Story3	DIN Y-Y Max	0,035522	-71%	0,020728	-17%	0,024262
Story2	DIN Y-Y Max	0,029138	-119%	0,013334	-44%	0,0192
Story1	DIN Y-Y Max	0,019316	LO-273%	0,005178	-79%	0,009265

Comparando los drifts de los 3 sistemas, descartamos el sistema aporticado ya que a pesar de tener una gran cantidad de columnas posee derivas superiores a los otros 2 sistemas estructurales. En cuanto al sistema dual y al sistema de núcleo rígido central, es posible observar que los drifts de entre piso en los primeros niveles son menores en el sistema de núcleo rígido central, por lo que es posible establecer que este sistema, en los primeros pisos, tiene un mejor control de las derivas para esta estructuración. Ahora, si bien el comportamiento del sistema dual tiene mejores drifts respecto al sistema de núcleo rígido central, debemos tomar en cuenta los requerimientos arquitectónicos de distribución de ascensores y escaleras que, como ya hemos visto en capítulos anteriores, se colocan al centro de estos edificios por su uso final (uso corporativo en su mayoría). Debido a esto, podemos considerar que esta distribución de placas puede complementar al sistema de núcleo rígido central de ser requerido, pero debido a las distribuciones arquitectónicas, será más eficiente tener un sistema de núcleo rígido central que cumpla con las derivas de la norma E.030 que optar por un sistema de muros perimetrales.

8.2. Núcleo rígido central en edificaciones altas

Los edificios requieren de un criterio de estructuración diferente de acuerdo a las solicitudes arquitectónicas que tenga (como su altura, geometría de la fachada, luces libres, etc.). En el caso de los edificios altos del Perú, llamados así a los edificios de entre 25 a 35 niveles, es indispensable contar con un tipo de estructura que pueda brindar la estabilidad lateral necesaria al edificio y cumplir con los requerimientos ya mencionados. Casi la totalidad de los edificios altos son proyectos de oficinas, cuyo requerimiento principal es poseer luces amplias, que permitan Un sistema de núcleo rígido central resulta, en la mayoría de casos, indispensable al momento de diseñar un edificio de estas magnitudes.

8.2.1. Condicionantes en el diseño

Existen diversos factores que van a inducir a poder seleccionar la estructura de un edificio en altura. Estos factores, al ser determinantes en la selección del tipo de estructuración, deben ser siempre tomados en cuenta. Entre los factores más importantes están los condicionantes del terreno, que se tornan más importantes al no tratarse de alguna estructura convencional. Así mismo, la esbeltez del edificio cumple un factor definitivo para la selección de un sistema de estructuración diferente. En el caso de los núcleos rígidos centrales, es importante evaluar las solicitudes que existen respecto a las luces libres y a la flexibilidad necesaria en planta. En este caso, suelen unirse los sistemas de transporte vertical, ganando espacio libre en el resto de la planta y formándose un núcleo de placas al centro del edificio.

8.2.2. Rigidez esperada

Debido a que la función principal de este núcleo rígido es otorgar la estabilidad lateral necesaria en este tipo de edificios, es indispensable tomar en cuenta ciertos factores para poder alcanzar la rigidez necesaria para contrarrestar estos efectos:

Importancia de las placas:

Las placas, al ser elementos que trabajan muy bien al corte, son el esquema fundamental de este núcleo rígido, ya que son las que aportan la mayor rigidez a toda la estructura.

Al colocar un núcleo central, se requiere transferir las cargas verticales de toda la estructura a las placas, debido a que otorgan mayor carga gravitatoria mejorando la flexocompresión, ayudando así al incremento de la inercia del edificio en el diseño.

A tratarse de edificios altos, el control de las deformaciones laterales (o derivas) toma aún más importancia ya no solo por un tema estructural, sino también por el confort del usuario debido a la percepción del movimiento.

8.2.3. Recomendaciones en el diseño

El hecho de tener un núcleo rígido central continuo nos otorga la idea de un conjunto de muros de concreto sin variaciones hasta el tope. Sin embargo, a medida que se avanza en la altura del edificio, las cargas varían y tanto los valores de momento flector como los valores de cortante disminuyen en los niveles superiores. Es por esto que es posible reducir el espesor de los muros conforme avanzan los niveles.³⁴

9. Predimensionamiento

9.1. Predimensionamiento de losas aligeradas postensadas armadas en una dirección

Para el cálculo del espesor de las losas aligeradas postensadas armadas en una dirección se empleó, para una luz libre máxima de 13.5 m, el siguiente criterio:

La relación entre la luz libre y el peralte efectivo de la losa debe ser de 35

$$\text{Espesor} = \text{Luz Libre} / 35 = 875 / 35 = 25 \text{ cm.}$$

9.2. Predimensionamiento de las placas

Aunque algunos autores indiquen que es posible establecer el predimensionamiento de placas partiendo de un cortante en la base, un espesor determinado y estableciendo que el concreto resistirá el 80% del corte, esta “fórmula” pierde validez al momento de considerar que la resistencia otorgada por el acero de refuerzo es mucho mayor que el 20% de la resistencia del concreto. No existe una fórmula exacta para poder predimensionar las placas que nos indiquen espesores o longitudes válidas a tomar en cuenta, por lo que se optó por el siguiente procedimiento:

Se calcula una fuerza cortante según una carga de servicio de 1 ton/m² para el peso de la edificación, según este peso se determina, haciendo uso de la clasificación ZUCS previa, una fuerza cortante en la base del edificio considerada como (V_u). Luego, se establece un espesor de muro de corte y se calcula de manera iterativa, variando la longitud de muro, la resistencia a la fuerza cortante (ΦV_n). Es necesario considerar la resistencia del acero de refuerzo, para una cuantía mínima, a la resistencia al corte, otorgada por las columnas.

³⁴ Se puede visualizar al núcleo rígido central como un elemento aislado, que debido a las fuerzas horizontales que resiste, tendrá el comportamiento de flexión similar al de una viga en voladizo solo que de manera vertical.

A su vez, se verifica que la estructura satisfaga con las exigencias de desplazamiento lateral que exige la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. A continuación, se muestra la tabla 7 que muestra la longitud requerida de placas para un espesor de 60 cm.

Tabla 20 Cortante para X e Y

Tanto para X como para Y				
Vux,y	fiVn	Lx,y	Vc	Vs
ton	ton	Cm	ton	Ton
2068	2382	3500	1796	1006.425

De acuerdo a los desplazamientos obtenidos del programa ETABS, fue necesario incrementar la rigidez tanto para el eje X como para el eje Y en grandes cantidades, lo que demuestra claramente que el análisis dinámico es el único tipo de análisis influyente en el diseño de los elementos estructurales.

Tabla 21 Longitud y ancho de placas en los ejes X e Y

	unidades	X	Y
Longitud	m	58.53	46.6
Ancho		0.9	0.6

Aun así será necesario incrementar su rigidez en el eje Y.

9.3. Predimensionamiento de las columnas

El predimensionamiento de las columnas se verá afectado claramente por las cargas verticales que soportarán las mismas. Así mismo, es importante diferenciar la solicitud de cargas entre las columnas céntricas y excéntricas.

- Columnas céntricas

Ecuación 2 Predimensionamiento de Columnas Céntricas

$$\frac{P_{servicio}}{0.45 \times f'c}$$

- Columnas excéntricas

Ecuación 3 Predimensionamiento de Columnas Excéntricas

$$\frac{P_{servicio}}{0.35 \times f'c}$$

La carga de servicio variará de acuerdo al piso en el que se encuentre la columna, para edificios con un número de pisos bajo es posible tener continuidad geométrica en las columnas.

Tabla 22 Geometría de las columnas

Cuadro Resumen					
valores en cm	Piso	1-10	10-20	20-30	30-40
Columna					
c1	B	120	105	85	60
	L	120	105	85	60
c2	B	150	130	105	75
	L	150	130	105	75
c3	B	125	110	90	65
	L	250	220	180	130
c4	B	120	105	90	60
	L	120	105	90	60

10. Análisis Estructural

Como hemos mencionado previamente, la norma no estipula una regulación especial para edificios en altura, por lo que optamos por realizar los 2 procedimientos definidos en la norma, a manera de establecer claramente el mejor procedimiento para el caso establecido.

Antes de entrar a la ejecución de los 2 tipos de análisis, definiremos los factores ZUCS y R.

10.1. Clasificación ZUCS

10.1.1. Zona sísmica

La zona sísmica es determinada según la figura N° 1. Zonas Sísmicas, dado en la norma E0.30, donde el mapa del territorio nacional está dividido en cuatro zonas dependiendo de las características de los movimientos sísmicos. Para este caso, el proyecto está situado en San isidro, distrito que está considerado dentro de la Zona cuatro según el mapa territorial donde *se le asignará al factor “Z” un valor de 0.45.*

Tabla 23 Factores de zona “Z”³⁵

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

10.1.2. Perfiles de suelo

Para los efectos de esta tesis, primero describiremos los 5 tipos de suelo existentes, para luego tomar en cuenta el tipo de suelo más apropiado para nuestra ubicación.

- Perfil Tipo S_0 : Roca Dura
- Perfil Tipo S_1 : Roca o suelos muy rígidos
- Perfil Tipo S_2 : Suelos Intermedios
- Perfil Tipo S_3 : Suelos Blandos
- Perfil Tipo S_4 : Condiciones excepcionales

10.1.3. Uso de la edificación

Las estructuras en el Perú son clasificadas según su uso mediante la tabla N°5 proporcionada por la Norma técnica E0.30 donde indica la categoría, descripción y factor que debe ser asignado a la estructura.

³⁵ Fuente: Norma técnica E0.30 (diseño sismorresistente)

En este caso el proyecto será exclusivamente para el uso de oficinas, por lo que según la tabla el factor “U” que se le debería asignar a esta estructura sería de 1 pero debido a la gran cantidad de personas que se encuentran situadas trabajando en el edificio se consideró un factor “U” de 1.3.

Ecuación 4 Valor de Uso

$$U = 1.3$$

10.1.4. Coeficiente de amplificación sísmica

El coeficiente de amplificación sísmica depende del periodo fundamental de vibración el cual se determina dividiendo la altura total de la estructura entre el factor “Ct” que depende de la estructuración del edificio, En este caso nuestro factor “Ct” es igual a 60. Una vez calculado el periodo de vibración de la estructura se procede a hallar los periodos T_p y T_L , si el periodo de vibración es menor que T_p entonces

Ecuación 5 Coeficiente de amplificación sísmica cuando $T > T_p$

$$C=2.5$$

y si $T_p > T > T_L$ entonces

Ecuación 6 Coeficiente de amplificación sísmica cuando $T_p > T > T_L$

$$C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

y en caso que T sea mayor a T_L el factor C será igual a:

Ecuación 7 Coeficiente de amplificación sísmica cuando $T > T_L$

$$C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2}.$$

Donde según el numeral 28.4 de la E.030 el valor del periodo fundamental de vibración es $T = hn/Ct$ donde $Ct = 60$ y $T = 2.5$. Adicionalmente, el T de nuestra estructura se encuentra entre 0 y 6 segundos.

10.1.5. Suelo de la edificación

El factor del suelo dependerá de la ubicación en la que esté situada la estructura, para este caso el proyecto se ubica en San isidro que por lo general tiene un suelo tipo S1 que es considerado un suelo rígido.

Tabla 24 Factor de Suelo “S”

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S₀	S₁	S₂	S₃
Z₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 25 Periodos “T_p” y “T_L” según perfil de suelo

Tabla N° 4 PERÍODOS “T _p ” Y “T _L ”				
	Perfil de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T_p(s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L(s)	3,0	2,5	2,0	1,6

10.1.6. Factor de reducción sísmico

Para la edificación el factor de reducción sísmico “R”, se establece el valor de la ecuación 8 . Esto, debido a que es un sistema de muros estructurales y no existen irregularidades es

Ecuación 8 Factor de Reducción “R”

$$R = 6.$$

10.2. Estimación del peso

Debido a que la edificación es clasificada como categoría B, tomaremos el 50% de la Carga Viva y el 25% de la Carga Viva en la azotea

Tabla 26 Estimación del peso de la edificación

Carga Muerta	47727.2267	ton
Acabados y		
Tabiques	12202	ton
Carga Viva	12968	ton
Carga Viva		
Azotea	129.44	ton
Carga		
Permanente	59929.2267	ton
50% de la Carga		
Viva	6516.36	ton
Peso del Edificio	66445.5867	ton

A continuación, mostramos el metrado de cargas manual de toda la estructura, comparándolo con los valores tomados de ETABS.

Tabla 27 Metrado del Edificio Manual - columnas

COLUMNAS	ESQUINERA		LATERAL		LATERAL		
BxH	0.75	0.9	0.9	0.9	0.75	1.1	m
CANTIDAD	4		8		4		
P.ESPECIFICO	2400		2400		2400		kg/m3
H. COLUMNA	3.75		3.75		3.75		m
TOTAL	24300		58320		29700		kg
			112.32				ton/piso

Tabla 28 Metrado del Edificio Manual - Placas piso 1 al 10

PLACAS 1-10	NUCLEO RIGIDO	
AREA DE PLACAS	72.1	m2
CANTIDAD	1	
P.ESPECIFICO	2400	kg/m3
H. COLUMNA	3.75	m
TOTAL	648900	kg
	648.9	ton

Tabla 29 Metrado del Edificio Manual - Placas piso 11 al 20

PLACAS 11-20	NUCLEO RIGIDO	
AREA DE PLACAS	47.8	m2
CANTIDAD	1	
P.ESPECIFICO	2400	kg/m3
H. COLUMNA	3.75	m
TOTAL	430200	kg
	430.2	ton

Tabla 30 Metrado del Edificio Manual - Placas pisos 21 al 30

PLACAS 21-30	NUCLEO RIGIDO	
AREA DE PLACAS	38.4	m2
CANTIDAD	1	
P.ESPECIFICO	2400	kg/m3
H. COLUMNA	3.75	m
TOTAL	345600	kg
	345.6	ton

Tabla 31 Metrado del Edificio Manual - Placas pisos 31 al 40

PLACAS 31-40	NUCLEO RIGIDO	
AREA DE PLACAS	30.5	m2
CANTIDAD	1	
P.ESPECIFICO	2400	kg/m3
H. COLUMNA	3.75	m
TOTAL	274500	kg
	274.5	ton

Tabla 32 Metrado del Edificio Manual – Vigas Interiores

VIGAS	VIGA CENTRAL 1		VIGA CENTRAL 2		
BxH	0.65	0.35	0.65	0.35	m
CANTIDAD	4		10		
P.ESPECIFICO	2400		2400		kg/m3
LONGITUD	8.75		8.03		m
TOTAL	19110		43843.8		kg
	62.9538				ton

Tabla 33 Metrado del Edificio Manual - Vigas Perimetrales

VIGAS	PERALTADAS PERIMETRALES		PERALTADAS PERIMETRALES		PERALTADAS PERIMETRALES		PERALTADAS PERIMETRALES			
BxH	0.35	0.75	0.35	0.75	0.35	0.75	0.35	0.75	m	
CANTIDAD	4		6		4		2			
P.ESPECIFICO	2400		2400		2400		2400		kg/m3	
LONGITUD	8.58		9.8		9.2		13.5		m	
TOTAL	21621.6		37044		23184		17010		kg	
		98.8596								ton

Tabla 34 Metrado del Edificio Manual - Losas Aligeradas Postensadas y Macizas

LOSAS	LOSAS ALIGERADAS	MACIZAS	
CARGA VIVA			kg/m2
CANTIDAD	1064.06	144.48	m2
P.PROPIO	330	600	kg/m2
TOTAL	351139.8	86688	kg
437.8278			ton

Tabla 35 Metrado del Edificio Manual - Resumen de peso por pisos

POR PISO 1-10	1401.687	ton
POR PISO 11-20	1176.426	ton
POR PISO 21-30	1089.288	ton
POR PISO 31-40	1016.055	ton
M2 EDIFICIO	1483.5	m2

Tabla 36 Metrado del Edificio Manual – Comparación con ETABS

PESO PROPIO TOTAL MANUAL	46834.56144
PESO PROPIO TOTAL ETABS	47727.2267
DIFERENCIA	892.66526

De la diferencia, podemos ver que ambos valores difieren en 892 toneladas, lo cual corresponde a una diferencia del 1.8% del total. Una similitud entre los resultados obtenidos manualmente y con la modelación en el programa ETABS.

10.3. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

La norma lo describe de la siguiente manera:

“Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.” (RM-355-2018-VIVIENDA, NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, PERÚ, 22 DE OCTUBRE DEL 2018)

10.3.1.1. Cortante Basal

La fuerza cortante total en la base de la estructura correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión:

Ecuación 9 Cortante Estático

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R}$$

Siendo que el valor de:

Ecuación 10 Valor admisible de C/R

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Tabla 37 Calculo del Coeficiente "V" para las direcciones X e Y

Z=	0.45	Tp=	0.40
U=	1.30	TL=	2.50
S=	1.00	HnX=	149.70
lax =	1.00	HnY=	149.70
lox =	1.00	lay =	1.00
Rox=	6.00	loy =	1.00
Rx =	6.00	Roy=	6.00
		Ry =	6.00
Ctx=	60.00	Cty=	60.00
Tx =	2.495	Ty =	2.495
Cx =	0.401	Cy =	0.401
Cx =	0.401	Cy =	0.401
Cx/R=	0.0668	Cy/R=	0.0668
Cx =	0.660	Cy =	0.660
(V) Coef-X=	0.0644	(V) Coef-Y=	0.0644

10.3.1.2. Distribución de fuerza sísmica en altura

Una vez obtenido el valor del factor “V” para cada dirección de análisis, procedemos a distribuir el peso del edificio en cada piso y hallar los Valores de Vx y Vy.

Tabla 38 Distribución de la fuerza sísmica den altura

DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA - modulo 1						
NIVEL	"Pi" (Tn)	hi (m)	Px*(hx) ^k	Py*(hy) ^k	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
40	966.43	149.70	2.14E+07	2.14E+07	192.798	192.798
39	1507.76	146.50	3.20E+07	3.20E+07	288.085	288.085
38	1507.76	142.75	3.03E+07	3.03E+07	273.543	273.543
37	1507.76	139.00	2.88E+07	2.88E+07	259.377	259.377
36	1507.76	135.25	2.72E+07	2.72E+07	245.588	245.588
35	1521.60	131.50	2.60E+07	2.60E+07	234.306	234.306
34	1521.60	127.75	2.45E+07	2.45E+07	221.149	221.149
33	1521.60	124.00	2.31E+07	2.31E+07	208.371	208.371
32	1521.60	120.25	2.17E+07	2.17E+07	195.974	195.974
31	1521.60	116.50	2.04E+07	2.04E+07	183.956	183.956
30	1613.67	112.75	2.03E+07	2.03E+07	182.745	182.745
29	1613.67	109.00	1.89E+07	1.89E+07	170.806	170.806
28	1613.67	105.25	1.77E+07	1.77E+07	159.269	159.269
27	1613.67	101.50	1.64E+07	1.64E+07	148.135	148.135
26	1613.67	97.75	1.52E+07	1.52E+07	137.404	137.404
25	1615.82	94.00	1.41E+07	1.41E+07	127.245	127.245
24	1615.82	90.25	1.30E+07	1.30E+07	117.307	117.307
23	1615.82	86.50	1.20E+07	1.20E+07	107.773	107.773
22	1615.82	82.75	1.09E+07	1.09E+07	98.642	98.642
21	1615.82	79.00	9.97E+06	9.97E+06	89.914	89.914
20	1726.89	75.25	9.67E+06	9.67E+06	87.199	87.199
19	1726.89	71.50	8.73E+06	8.73E+06	78.735	78.735
18	1726.89	67.75	7.84E+06	7.84E+06	70.702	70.702
17	1726.89	64.00	7.00E+06	7.00E+06	63.101	63.101
16	1726.89	60.25	6.20E+06	6.20E+06	55.931	55.931
15	1726.89	56.50	5.46E+06	5.46E+06	49.194	49.194
14	1726.89	52.75	4.76E+06	4.76E+06	42.888	42.888
13	1726.89	49.00	4.11E+06	4.11E+06	37.013	37.013
12	1726.89	45.25	3.50E+06	3.50E+06	31.571	31.571
11	1726.89	41.50	2.95E+06	2.95E+06	26.561	26.561
10	1834.70	37.75	2.59E+06	2.59E+06	23.355	23.355
9	1834.70	34.00	2.10E+06	2.10E+06	18.951	18.951
8	1834.70	30.25	1.66E+06	1.66E+06	15.005	15.005
7	1834.70	26.50	1.28E+06	1.28E+06	11.519	11.519
6	1834.70	22.75	9.42E+05	9.42E+05	8.493	8.493
5	1832.27	19.00	6.57E+05	6.57E+05	5.919	5.919
4	1832.27	15.25	4.23E+05	4.23E+05	3.815	3.815
3	1832.27	11.50	2.41E+05	2.41E+05	2.171	2.171
2	1832.28	7.75	1.09E+05	1.09E+05	0.987	0.987
1	1921.11	4.00	3.06E+04	3.06E+04	0.276	0.276
S	0.00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.000	0.000
TOTAL	66,445.59		4.74E+08	4.74E+08	4275.774	4275.774

Vx (Tn) = 4275.774

Vy (Tn) = 4275.774

10.3.1.3. Periodo fundamental de vibración

El Periodo fundamental de vibración en cada dirección se estima de la siguiente manera:

Ecuación 11 Periodo Fundamental de vibración

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

Para el caso de la edificación en evaluación, se tiene un $h_n = 149$ debido a que el edificio tiene una altura de 149 metros y un valor de $C_t = 60$ en ambas direcciones debido a que más del 90% de las cargas en la base son soportadas por los muros y no por las columnas.

10.4. Análisis dinámico modal espectral

10.4.1.1. Aceleración Espectral

Para calcular la aceleración espectral del edificio, se realizan los procedimientos explicados previamente en la clasificación ZUCS.

Del resultado de ese proceso tenemos los siguientes valores de S_a .

Figura 20 Espectro de Pseudo Aceleraciones

10.4.1.2. Modos de Vibración

Una vez analizada la estructura con el espectro de pseudo-aceleraciones previamente mostrado en la figura 20, podemos verificar los modos de vibración y la participación de masa de la estructura mostrados en la tabla 39.

Tabla 39 Participación de masa y modos de vibración de la estructura

Participacion de modos de vibracion							
Mode	Periodo (s)	DESPLAZAMIENTO			ROTACION		
		UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	3.742	0.0019	0.5362	0.000001073	0.3549	0.0008	0.0657
2	3.179	0.0597	0.0552	0	0.0404	0.0271	0.5564
3	2.724	0.6035	0.0011	0	0.0009	0.2821	0.0591
4	0.998	0.0145	0.0197	0	0.0175	0.027	0.1057
5	0.851	0.1262	0.0223	0	0.02	0.2165	0.0052
6	0.801	0.0086	0.1517	0.000002131	0.1376	0.0144	0.0242
7	0.491	0.0095	0.0033	0	0.0046	0.0116	0.046
8	0.422	0.0465	0.0015	0	0.002	0.0555	0.009
9	0.36	0	0.00001672	0.3353	0.000001421	0.00001125	8.646E-07
10	0.355	0.00002228	0.0071	0.0014	0.000002833	0.0001	0.0005
11	0.338	0.0001	0.0632	0.00003402	0.1091	0.0002	0.0032
12	0.337	0.0004	0.0006	0.00002031	0.0011	0.062	0.000004301
13	0.324	0	0.00001123	0.041	0.00001578	0.00004527	0.000003045
14	0.31	0.0004	0.00001919	0.0001	0.00003543	0.0006	0.0034
15	0.297	0.0081	0.0012	6.772E-07	0.0021	0.0135	0.0188
16	0.291	0.0001	0.0001	0	0.0001	0.0006	0.001
17	0.277	0.000001991	0.0001	0.0001	0.0042	0	0.000007088
18	0.258	0.0238	0.0008	0	0.0014	0.0456	0.0082
19	0.255	0	0	0.0035	0.000004666	0.000001631	0
20	0.254	0.00001549	0	0.0003	0.000001311	0.000003128	0.000003292
21	0.234	0	0	0.00003519	0.000003117	0	0
22	0.23	0.000003208	0	0.000001175	0	0.000032	0
23	0.23	0	0	0.0005	0	0	0
24	0.229	0	0	0.000008869	0	0	0
25	0.229	0	0	0.0009	0	0	0

DESPLAZAMIENTO EN Y
ROTACION EN Z
DESPLAZAMIENTO EN X

En esta tabla, mostramos los modos de vibración del 1 al 25, en los que se supera el 90% de la masa de la estructura.

10.4.1.3. Revisión de irregularidades

Una vez obtenidos los resultados iniciales, realizaremos la verificación de las irregularidades de la edificación, estos resultados se mostrarán en las siguientes tablas.

Tabla 40 Irregularidades de Rigidez - Piso Blando en Dirección X

Irregularidades en Altura						
Irregularidad de Rigidez - Piso blando Dirección X						
Piso	Vu X	Desplazamiento en centro de masas	Rigidez Lateral	Chequeo 1 $\delta_n < 0.70 * \delta_{n+1}$	Chequeo 2 $\delta_n < 0.80 * \frac{\sum \delta_{n+1,n+2,n+3}}{3}$	Chequeo General
40	276.6581	0.046219	5985.808866			ok
39	604.7315	0.045397	13320.95733	Si Cumple	Si Cumple	ok
38	878.8316	0.044405	19791.27576	Si Cumple	Si Cumple	ok
37	1096.5387	0.043395	25268.77981	Si Cumple	Si Cumple	ok
36	1262.5186	0.042364	29801.68539	Si Cumple	Si Cumple	ok
35	1386.253	0.04131	33557.32268	Si Cumple	Si Cumple	ok
34	1476.6623	0.040238	36698.20319	Si Cumple	Si Cumple	ok
33	1545.1561	0.039144	39473.63836	Si Cumple	Si Cumple	ok
32	1602.1301	0.038027	42131.38296	Si Cumple	Si Cumple	ok
31	1655.0962	0.036888	44868.14682	Si Cumple	Si Cumple	ok
30	1710.6289	0.035728	47879.22358	Si Cumple	Si Cumple	ok
29	1768.4217	0.034548	51187.38277	Si Cumple	Si Cumple	ok
28	1825.7684	0.033348	54748.96246	Si Cumple	Si Cumple	ok
27	1880.3528	0.032131	58521.4528	Si Cumple	Si Cumple	ok
26	1930.958	0.030897	62496.61779	Si Cumple	Si Cumple	ok
25	1978.1474	0.029648	66721.10766	Si Cumple	Si Cumple	ok
24	2023.8262	0.028385	71299.14391	Si Cumple	Si Cumple	ok
23	2070.5735	0.027112	76371.10873	Si Cumple	Si Cumple	ok
22	2120.4145	0.025829	82094.33195	Si Cumple	Si Cumple	ok
21	2173.8357	0.02454	88583.36186	Si Cumple	Si Cumple	ok
20	2233.09	0.023252	96038.62033	Si Cumple	Si Cumple	ok
19	2294.4531	0.021961	104478.5347	Si Cumple	Si Cumple	ok
18	2353.7381	0.020667	113888.7163	Si Cumple	Si Cumple	ok
17	2408.4395	0.019367	124357.9026	Si Cumple	Si Cumple	ok
16	2458.1672	0.018061	136103.6045	Si Cumple	Si Cumple	ok
15	2505.2132	0.016749	149573.8969	Si Cumple	Si Cumple	ok
14	2554.3676	0.015432	165524.0798	Si Cumple	Si Cumple	ok
13	2611.8698	0.01411	185107.7108	Si Cumple	Si Cumple	ok
12	2683.6158	0.012785	209903.465	Si Cumple	Si Cumple	ok
11	2773.0997	0.01146	241980.7766	Si Cumple	Si Cumple	ok
10	2883.4682	0.010138	284421.7992	Si Cumple	Si Cumple	ok
9	3013.9522	0.008824	341563.0326	Si Cumple	Si Cumple	ok
8	3152.3591	0.007526	418862.49	Si Cumple	Si Cumple	ok
7	3289.2658	0.006252	526114.1715	Si Cumple	Si Cumple	ok
6	3415.3479	0.005015	681026.5005	Si Cumple	Si Cumple	ok
5	3522.4364	0.00383	919696.188	Si Cumple	Si Cumple	ok
4	3605.1822	0.002724	1323488.326	Si Cumple	Si Cumple	ok
3	3661.2088	0.001736	2108991.244	Si Cumple	Si Cumple	ok
2	3691.6855	0.000913	4043467.141	Si Cumple	Si Cumple	ok
1	3702.3727	0.000316	11716369.3	Si Cumple	Si Cumple	ok

Tabla 41 Irregularidades de Rigidez - Piso blando en Dirección Y

Irregularidades en Altura						
Irregularidad de Rigidez - Piso blando Dirección Y						
Piso	Vu X	Desplazamiento en centro de masas	Rigidez Lateral	Chequeo 1 $\delta_n < 0.70 * \delta_{n+1}$	Chequeo 2 $\delta_n < 0.80 * \frac{\sum \delta_{n+1,n+2,n+3}}{3}$	Chequeo General
40	279.9982	0.060918	4596.313077			ok
39	608.7124	0.059118	10296.56619	Si Cumple	Si Cumple	ok
38	879.2329	0.057096	15399.2031	Si Cumple	Si Cumple	ok
37	1087.9239	0.055082	19750.98762	Si Cumple	Si Cumple	ok
36	1236.8942	0.053079	23302.89192	Si Cumple	Si Cumple	ok
35	1331.1813	0.051087	26057.1437	Si Cumple	Si Cumple	ok
34	1375.6686	0.049112	28010.8446	Si Cumple	Si Cumple	ok
33	1379.0011	0.047155	29244.00594	Si Cumple	Si Cumple	ok
32	1352.1285	0.045217	29903.1006	Si Cumple	Si Cumple	ok
31	1346.1583	0.043301	31088.38826	Si Cumple	Si Cumple	ok
30	1451.0167	0.041409	35041.09493	Si Cumple	Si Cumple	ok
29	1550.2973	0.039541	39207.33669	Si Cumple	Si Cumple	ok
28	1642.868	0.037699	43578.55646	Si Cumple	Si Cumple	ok
27	1728.9635	0.035882	48184.70264	Si Cumple	Si Cumple	ok
26	1808.8185	0.03409	53060.09094	Si Cumple	Si Cumple	ok
25	1882.7717	0.032324	58246.86611	Si Cumple	Si Cumple	ok
24	1950.9459	0.030583	63791.84187	Si Cumple	Si Cumple	ok
23	2013.576	0.028867	69753.55943	Si Cumple	Si Cumple	ok
22	2070.8973	0.027175	76205.9724	Si Cumple	Si Cumple	ok
21	2123.1448	0.025508	83234.46762	Si Cumple	Si Cumple	ok
20	2173.3286	0.023864	91071.42977	Si Cumple	Si Cumple	ok
19	2219.2513	0.022244	99768.53534	Si Cumple	Si Cumple	ok
18	2260.4872	0.020648	109477.2956	Si Cumple	Si Cumple	ok
17	2297.2885	0.019076	120428.2082	Si Cumple	Si Cumple	ok
16	2329.9075	0.017529	132917.3085	Si Cumple	Si Cumple	ok
15	2358.5964	0.016009	147329.4022	Si Cumple	Si Cumple	ok
14	2383.6073	0.014516	164205.518	Si Cumple	Si Cumple	ok
13	2405.1924	0.013054	184249.4561	Si Cumple	Si Cumple	ok
12	2423.6041	0.011626	208464.1407	Si Cumple	Si Cumple	ok
11	2439.0943	0.010235	238309.1646	Si Cumple	Si Cumple	ok
10	2515.9653	0.008886	283138.1161	Si Cumple	Si Cumple	ok
9	2700.9246	0.007586	356040.6802	Si Cumple	Si Cumple	ok
8	2873.1153	0.006341	453101.2932	Si Cumple	Si Cumple	ok
7	3026.1081	0.005162	586227.838	Si Cumple	Si Cumple	ok
6	3155.3922	0.004059	777381.6704	Si Cumple	Si Cumple	ok
5	3258.198	0.003047	1069313.423	Si Cumple	Si Cumple	ok
4	3334.0014	0.00214	1557944.579	Si Cumple	Si Cumple	ok
3	3383.963	0.001357	2493708.917	Si Cumple	Si Cumple	ok
2	3411.1803	0.000718	4750947.493	Si Cumple	Si Cumple	ok
1	3421.3071	0.000267	12813884.27	Si Cumple	Si Cumple	ok

Tabla 42 Irregularidades en Altura – Irregularidad de Masa o Peso

Irregularidades en Altura		
Irregularidad de Masa o Peso $1.5 * P_{n-1} < P_n < 1.5 * P_{n+1}$		
Piso	Pn	Chequeo
40	934.0715	
39	1028.6357	Si Cumple
38	1028.6357	Si Cumple
37	1028.6357	Si Cumple
36	1028.6357	Si Cumple
35	1042.476	Si Cumple
34	1042.4761	Si Cumple
33	1042.476	Si Cumple
32	1042.4761	Si Cumple
31	1042.476	Si Cumple
30	1134.5461	Si Cumple
29	1134.546	Si Cumple
28	1134.5461	Si Cumple
27	1134.546	Si Cumple
26	1134.5461	Si Cumple
25	1136.688	Si Cumple
24	1136.6881	Si Cumple
23	1136.688	Si Cumple
22	1136.6881	Si Cumple
21	1136.688	Si Cumple
20	1247.7634	Si Cumple
19	1247.7634	Si Cumple
18	1247.7633	Si Cumple
17	1247.7634	Si Cumple
16	1247.7634	Si Cumple
15	1247.7633	Si Cumple
14	1247.7634	Si Cumple
13	1247.7634	Si Cumple
12	1247.7633	Si Cumple
11	1247.7634	Si Cumple
10	1355.5746	Si Cumple
9	1355.5746	Si Cumple
8	1355.5747	Si Cumple
7	1355.5746	Si Cumple
6	1355.5746	Si Cumple
5	1353.1394	Si Cumple
4	1353.1394	Si Cumple
3	1353.1394	Si Cumple
2	1353.1519	Si Cumple
1	1441.9848	Si Cumple

Tabla 43 Irregularidades en Altura - Irregularidad Geométrica Vertical en ambas direcciones

Irregularidades en Altura					
Irregularidad Geometrica Vertical			$1.3 * A_{n-1} < A_n < 1.3 * A_{n+1}$		
Piso	An X	Chequeo	An Y	Chequeo	
40	366,345.24		366,345.24		
39	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
38	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
37	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
36	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
35	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
34	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
33	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
32	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
31	366,345.24	✓ Si Cumple	366,345.24	Si Cumple	
30	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
29	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
28	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
27	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
26	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
25	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
24	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
23	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
22	460,945.08	✓ Si Cumple	460,945.08	Si Cumple	
21	✓ 460,945.08	Si Cumple	✓ 460,945.08	Si Cumple	
20	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
19	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
18	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
17	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
16	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
15	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
14	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
13	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
12	573,288.60	✓ Si Cumple	573,288.60	Si Cumple	
11	✓ 573,288.60	Si Cumple	✓ 573,288.60	Si Cumple	
10	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
9	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
8	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
7	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
6	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
5	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
4	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
3	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
2	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	
1	721,000.00	✓ Si Cumple	721,000.00	Si Cumple	

Tabla 44 Irregularidades en Altura - Discontinuidad de los sistemas resistentes

Irregularidades en Altura
Discontinuidad de los sistemas resistentes
NO APLICA

Tabla 45 Irregularidades en Altura – Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

Irregularidades en Altura
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes
NO APLICA

Tabla 46 Irregularidades en Planta - Irregularidad Torsional en X Check 1

Irregularidades en Planta								
Irregularidad Torsional en X								
Piso	Altura	DRIFT X	*6*.75	0.01	CHECK 1	Maximo Desplazamiento Relativo	50% 0.007	CHECK 2
40	143.9	0.00057	0.002565	0.007	0.004435	0.003348	0.0035	0.000152
39	140.7	0.000588	0.002646	0.007	0.004354			CUMPLE
38	137.1	0.000609	0.0027405	0.007	0.0042595			
37	133.5	0.000631	0.0028395	0.007	0.0041605			
36	129.9	0.00065	0.002925	0.007	0.004075			
35	126.3	0.000667	0.0030015	0.007	0.0039985			
34	122.7	0.000683	0.0030735	0.007	0.0039265			
33	119.1	0.000697	0.0031365	0.007	0.0038635			
32	115.5	0.00071	0.003195	0.007	0.003805			
31	111.9	0.00072	0.00324	0.007	0.00376			
30	108.3	0.000721	0.0032445	0.007	0.0037555			
29	104.7	0.000728	0.003276	0.007	0.003724			
28	101.1	0.000733	0.0032985	0.007	0.0037015			
27	97.5	0.000738	0.003321	0.007	0.003679			
26	93.9	0.000741	0.0033345	0.007	0.0036655			
25	90.3	0.000743	0.0033435	0.007	0.0036565			
24	86.7	0.000744	0.003348	0.007	0.003652			
23	83.1	0.000742	0.003339	0.007	0.003661			
22	79.5	0.000738	0.003321	0.007	0.003679			
21	75.9	0.000731	0.0032895	0.007	0.0037105			
20	72.3	0.000716	0.003222	0.007	0.003778			
19	68.7	0.00071	0.003195	0.007	0.003805			
18	65.1	0.000703	0.0031635	0.007	0.0038365			
17	61.5	0.000696	0.003132	0.007	0.003868			
16	57.9	0.000687	0.0030915	0.007	0.0039085			
15	54.3	0.000677	0.0030465	0.007	0.0039535			
14	50.7	0.000665	0.0029925	0.007	0.0040075			
13	47.1	0.00065	0.002925	0.007	0.004075			
12	43.5	0.000633	0.0028485	0.007	0.0041515			
11	39.9	0.000611	0.0027495	0.007	0.0042505			
10	36.3	0.000576	0.002592	0.007	0.004408			
9	32.7	0.000557	0.0025065	0.007	0.0044935			
8	29.1	0.000533	0.0023985	0.007	0.0046015			
7	25.5	0.000504	0.002268	0.007	0.004732			
6	21.9	0.000469	0.0021105	0.007	0.0048895			
5	18.3	0.000425	0.0019125	0.007	0.0050875			
4	14.7	0.000369	0.0016605	0.007	0.0053395			
3	11.1	0.000295	0.0013275	0.007	0.0056725			
2	7.5	0.000217	0.0009765	0.007	0.0060235			
1	3.9	0.000165	0.0007425	0.007	0.0062575

Tabla 47 Irregularidades en Planta - Irregularidad Torsional en Y Check 1

Irregularidades en Planta								
Irregularidad Torsional en Y								
Piso	Altura	Y	*6*.75	0.01	CHECK 1	Maximo Desplazamiento Relativo	50% 0.007	CHECK 2
40	143.9	0.000884	0.003978	0.007	0.003022	0.0041355	0.0035	-0.0006355
39	140.7	0.000895	0.0040275	0.007	0.0029725			NO CUMPLE VERIFICAR TORSION
38	137.1	0.000903	0.0040635	0.007	0.0029365			
37	133.5	0.00091	0.004095	0.007	0.002905			
36	129.9	0.000915	0.0041175	0.007	0.0028825			
35	126.3	0.000919	0.0041355	0.007	0.0028645			
34	122.7	0.000919	0.0041355	0.007	0.0028645			
33	119.1	0.000918	0.004131	0.007	0.002869			
32	115.5	0.000913	0.0041085	0.007	0.0028915			
31	111.9	0.000906	0.004077	0.007	0.002923			
30	108.3	0.000894	0.004023	0.007	0.002977			
29	104.7	0.000885	0.0039825	0.007	0.0030175			
28	101.1	0.000875	0.0039375	0.007	0.0030625			
27	97.5	0.000863	0.0038835	0.007	0.0031165			
26	93.9	0.00085	0.003825	0.007	0.003175			
25	90.3	0.000837	0.0037665	0.007	0.0032335			
24	86.7	0.000822	0.003699	0.007	0.003301			
23	83.1	0.000806	0.003627	0.007	0.003373			
22	79.5	0.00079	0.003555	0.007	0.003445			
21	75.9	0.000771	0.0034695	0.007	0.0035305			
20	72.3	0.00075	0.003375	0.007	0.003625			
19	68.7	0.000733	0.0032985	0.007	0.0037015			
18	65.1	0.000715	0.0032175	0.007	0.0037825			
17	61.5	0.000696	0.003132	0.007	0.003868			
16	57.9	0.000675	0.0030375	0.007	0.0039625			
15	54.3	0.000652	0.002934	0.007	0.004066			
14	50.7	0.000628	0.002826	0.007	0.004174			
13	47.1	0.000601	0.0027045	0.007	0.0042955			
12	43.5	0.000572	0.002574	0.007	0.004426			
11	39.9	0.000539	0.0024255	0.007	0.0045745			
10	36.3	0.000499	0.0022455	0.007	0.0047545			
9	32.7	0.000471	0.0021195	0.007	0.0048805			
8	29.1	0.000441	0.0019845	0.007	0.0050155			
7	25.5	0.000407	0.0018315	0.007	0.0051685			
6	21.9	0.000369	0.0016605	0.007	0.0053395			
5	18.3	0.000326	0.001467	0.007	0.005553			
4	14.7	0.000277	0.0012465	0.007	0.0057535			
3	11.1	0.000216	0.000972	0.007	0.006028			
2	7.5	0.000157	0.0007065	0.007	0.0062935			
1	3.9	0.000077	0.0003465	0.007	0.0066535

Tabla 48 Irregularidades en Planta - Irregularidad Torsional en Y Check 2

Irregularidades en Planta				
Irregularidad Torsional en Y				
Piso	Desplazamiento del Centro de Masas en Y	Desplazamiento del entre piso en los extremos en Y	Check $\Delta_{max} > 1.2 * \Delta_{prom}$	
PISO 40	0.060918	0.053682	0.881217374	CUMPLE
PISO 39	0.059118	0.051931	0.878429582	CUMPLE
PISO 38	0.057096	0.04997	0.875192658	CUMPLE
PISO 37	0.055082	0.048028	0.871936386	CUMPLE
PISO 36	0.053079	0.046109	0.868686298	CUMPLE
PISO 35	0.051087	0.04422	0.865582242	CUMPLE
PISO 34	0.049112	0.042364	0.862599772	CUMPLE
PISO 33	0.047155	0.040548	0.859887605	CUMPLE
PISO 32	0.045217	0.038775	0.857531459	CUMPLE
PISO 31	0.043301	0.037048	0.85559225	CUMPLE
PISO 30	0.041409	0.035371	0.854186288	CUMPLE
PISO 29	0.039541	0.033743	0.853367391	CUMPLE
PISO 28	0.037699	0.032166	0.853232181	CUMPLE
PISO 27	0.035882	0.030638	0.8538543	CUMPLE
PISO 26	0.03409	0.029158	0.855324142	CUMPLE
PISO 25	0.032324	0.027723	0.857659943	CUMPLE
PISO 24	0.030583	0.026331	0.860968512	CUMPLE
PISO 23	0.028867	0.024977	0.86524405	CUMPLE
PISO 22	0.027175	0.023658	0.870579577	CUMPLE
PISO 21	0.025508	0.022367	0.876862161	CUMPLE
PISO 20	0.023864	0.021101	0.884218907	CUMPLE
PISO 19	0.022244	0.019854	0.892555296	CUMPLE
PISO 18	0.020648	0.018622	0.901879117	CUMPLE
PISO 17	0.019076	0.017399	0.912088488	CUMPLE
PISO 16	0.017529	0.016181	0.923098865	CUMPLE
PISO 15	0.016009	0.014965	0.934786682	CUMPLE
PISO 14	0.014516	0.013748	0.947092863	CUMPLE
PISO 13	0.013054	0.012528	0.959705837	CUMPLE
PISO 12	0.011626	0.011307	0.9725615	CUMPLE
PISO 11	0.010235	0.010086	0.98544211	CUMPLE
PISO 10	0.008886	0.008871	0.998311951	CUMPLE
PISO 9	0.007586	0.007668	1.010809386	CUMPLE
PISO 8	0.006341	0.006488	1.023182463	CUMPLE
PISO 7	0.005162	0.005342	1.034870205	CUMPLE
PISO 6	0.004059	0.004246	1.046070461	CUMPLE
PISO 5	0.003047	0.003219	1.056448966	CUMPLE
PISO 4	0.00214	0.002283	1.06682243	CUMPLE
PISO 3	0.001357	0.00146	1.075902727	CUMPLE
PISO 2	0.000718	0.000793	1.104456825	CUMPLE
PISO 1	0.000267	0.000285	1.06741573	CUMPLE

Tabla 49 Irregularidades en Planta - Irregularidad Torsional Extrema

Irregularidades en Planta
Irregularidad Torsional Extrema
NO APLICA

Tabla 50 Irregularidades en Planta - Esquinas Entrantes

Irregularidades en Planta
Esquina Entrantes
NO APLICA

Tabla 51 Irregularidades en Planta - Discontinuidad de Diafragma

Irregularidades en Planta
Discontinuidad de Diafragma
NO APLICA

Tabla 52 Irregularidades en Planta Sistemas no Paralelos

Irregularidades en Planta
Sistemas no Paralelos
NO APLICA

10.4.1.4. Fuerza cortante mínima

Según la norma sismorresistente, es necesario que para cada dirección de análisis el valor del 80% del cortante estático no sea menor que el valor de la fuerza cortante dinámica. De ser este el caso, se generarán factores de amplificación que incrementarán las fuerzas sísmicas actuantes en el edificio. Esto no aplica para los desplazamientos.

Tabla 53 Factores de Amplificación de Fuerza Sísmica Dinámica

Del Analisis Estatico, se obtiene:

$$\begin{matrix} 80\% & V_x & \\ = & & 3420.619 \end{matrix}$$

(En X:
regular)

$$\begin{matrix} 80\% & V_y & \\ = & & 3420.619 \end{matrix}$$

(En Y:
regular)

Del Analisis Dinamico, se obtiene:

$$S_x (Tn) = 1517.225$$

$$S_y (Tn) = 1639.567$$

De la comparacion:

$$E_x (Tn) = 3420.619$$

$$E_y (Tn) = 3420.619$$

Factores de Amplificacion de Fuerza Sismica Dinamica: $F.A. = (\% V)/S > 1$

$$F.A.(x) = 2.255$$

$$F.A.(y) = 2.086$$

10.4.1.5. Desplazamientos de Respuesta

Para poder llegar a estos resultados, se siguió un proceso de verificación de los desplazamientos relativos, con el fin de poder cumplir con lo dispuesto en la norma E.030. El proceso que seguimos tuvo 4 importantes pasos para poder determinar una estructuración correcta. En primera instancia, se planteó que el edificio de 150 m de altura tenga 35 pisos, teniendo así una altura de piso a piso de 4.28m.

Tabla 54 Planta correspondiente a la estructuración inicial

Esto, con una estructuración inicial, no cumplía con los valores máximos de desplazamientos relativos, por lo que se mejoró el núcleo central. En segunda instancia, se planteó una mejora en la estructuración para poder satisfacer los 40 niveles, pero al ver que haciendo uso de un sistema de losas postensadas podíamos incrementar el número de pisos en 5, se vio necesario cambiar el modelo nuevamente.

Esta estructuración corresponde al de un núcleo central que resiste las fuerzas horizontales con losas postensadas macizas, y fue la tercera estructuración que falló debido a la gran fuerza sísmica a la que estaba sometida.

Por último, y basándonos en el principio de que la fuerza horizontal es igual a la masa del edificio por la aceleración espectral, fórmula que se deduce de la segunda ley de Newton:

Ecuación 12 Segunda Ley de Newton

$$\vec{F}_i = m * \vec{a}_i$$

En la cual “F” representa la Fuerza sísmica, “m” la masa del edificio y “a” la aceleración espectral, es notorio que, al disminuir el peso de la edificación, la fuerza sísmica también disminuiría y los desplazamientos del edificio también, dado que:

Ecuación 13 Cálculo de los desplazamientos a partir de la rigidez del elemento

$$\vec{F}_i = K * \vec{D}_i$$

Donde “K” es la constante de rigidez del edificio, la cual no cambia debido a que la estructuración sigue siendo la misma, y “D” son los desplazamientos del edificio, optamos por disminuir el peso utilizando losas aligeradas, las cuales, para nuestro caso de estudio tienen un 30% del peso de las losas macizas, disminuyendo así el peso total del edificio hasta en un 40% del anterior.

Figura 21 Vista en planta de la estructuración final

Las tablas a continuación, muestran las verificaciones de cada desplazamiento relativo de entrepiso amplificado según lo indicado en la norma E.030

Tabla 55 Drifts por entrepiso en X

Drifts en X					
Irregularidad Torsional en X					
Piso	Altura	DRIFT X	*6*.75	0.007	Cumple
40	143.9	0.00057	0.002565	0.007	OK
39	140.7	0.000588	0.002646	0.007	OK
38	137.1	0.000609	0.0027405	0.007	OK
37	133.5	0.000631	0.0028395	0.007	OK
36	129.9	0.00065	0.002925	0.007	OK
35	126.3	0.000667	0.0030015	0.007	OK
34	122.7	0.000683	0.0030735	0.007	OK
33	119.1	0.000697	0.0031365	0.007	OK
32	115.5	0.00071	0.003195	0.007	OK
31	111.9	0.00072	0.00324	0.007	OK
30	108.3	0.000721	0.0032445	0.007	OK
29	104.7	0.000728	0.003276	0.007	OK
28	101.1	0.000733	0.0032985	0.007	OK
27	97.5	0.000738	0.003321	0.007	OK
26	93.9	0.000741	0.0033345	0.007	OK
25	90.3	0.000743	0.0033435	0.007	OK
24	86.7	0.000744	0.003348	0.007	OK
23	83.1	0.000742	0.003339	0.007	OK
22	79.5	0.000738	0.003321	0.007	OK
21	75.9	0.000731	0.0032895	0.007	OK
20	72.3	0.000716	0.003222	0.007	OK
19	68.7	0.00071	0.003195	0.007	OK
18	65.1	0.000703	0.0031635	0.007	OK
17	61.5	0.000696	0.003132	0.007	OK
16	57.9	0.000687	0.0030915	0.007	OK
15	54.3	0.000677	0.0030465	0.007	OK
14	50.7	0.000665	0.0029925	0.007	OK
13	47.1	0.00065	0.002925	0.007	OK
12	43.5	0.000633	0.0028485	0.007	OK
11	39.9	0.000611	0.0027495	0.007	OK
10	36.3	0.000576	0.002592	0.007	OK
9	32.7	0.000557	0.0025065	0.007	OK
8	29.1	0.000533	0.0023985	0.007	OK
7	25.5	0.000504	0.002268	0.007	OK
6	21.9	0.000469	0.0021105	0.007	OK
5	18.3	0.000425	0.0019125	0.007	OK
4	14.7	0.000369	0.0016605	0.007	OK
3	11.1	0.000295	0.0013275	0.007	OK
2	7.5	0.000217	0.0009765	0.007	OK
1	3.9	0.000165	0.0007425	0.007	OK

Tabla 56 Drifts por entrepiso en Y

Drifts en Y					
Irregularidad Torsional en X					
Piso	Altura	DRIFT Y	*6*.75	0.007	Cumple
40	143.9	0.000884	0.003978	0.007	OK
39	140.7	0.000895	0.0040275	0.007	OK
38	137.1	0.000903	0.0040635	0.007	OK
37	133.5	0.00091	0.004095	0.007	OK
36	129.9	0.000915	0.0041175	0.007	OK
35	126.3	0.000919	0.0041355	0.007	OK
34	122.7	0.000919	0.0041355	0.007	OK
33	119.1	0.000918	0.004131	0.007	OK
32	115.5	0.000913	0.0041085	0.007	OK
31	111.9	0.000906	0.004077	0.007	OK
30	108.3	0.000894	0.004023	0.007	OK
29	104.7	0.000885	0.0039825	0.007	OK
28	101.1	0.000875	0.0039375	0.007	OK
27	97.5	0.000863	0.0038835	0.007	OK
26	93.9	0.00085	0.003825	0.007	OK
25	90.3	0.000837	0.0037665	0.007	OK
24	86.7	0.000822	0.003699	0.007	OK
23	83.1	0.000806	0.003627	0.007	OK
22	79.5	0.00079	0.003555	0.007	OK
21	75.9	0.000771	0.0034695	0.007	OK
20	72.3	0.00075	0.003375	0.007	OK
19	68.7	0.000733	0.0032985	0.007	OK
18	65.1	0.000715	0.0032175	0.007	OK
17	61.5	0.000696	0.003132	0.007	OK
16	57.9	0.000675	0.0030375	0.007	OK
15	54.3	0.000652	0.002934	0.007	OK
14	50.7	0.000628	0.002826	0.007	OK
13	47.1	0.000601	0.0027045	0.007	OK
12	43.5	0.000572	0.002574	0.007	OK
11	39.9	0.000539	0.0024255	0.007	OK
10	36.3	0.000499	0.0022455	0.007	OK
9	32.7	0.000471	0.0021195	0.007	OK
8	29.1	0.000441	0.0019845	0.007	OK
7	25.5	0.000407	0.0018315	0.007	OK
6	21.9	0.000369	0.0016605	0.007	OK
5	18.3	0.000326	0.001467	0.007	OK
4	14.7	0.000277	0.0012465	0.007	OK
3	11.1	0.000216	0.000972	0.007	OK
2	7.5	0.000157	0.0007065	0.007	OK
1	3.9	0.000077	0.0003465	0.007	OK

11. Diseño de los elementos estructurales del proyecto

El procedimiento de diseño a mostrar en la presente tesis de investigación, corresponde al de aquellos elementos estructurales de los que se tiene menos información para poder realizar de manera correcta un diseño estructural. Debido a esto, se omiten los procedimientos de diseño de las columnas, cimentaciones y vigas no postensadas, los cuales pueden ser encontrados en diversos libros de consulta.

11.1. Diseño de losas postensadas

El diseño de las losas postensadas corresponde a la siguiente estructuración:

Figura 22 Vista en planta de la distribución de losas postensadas

Como es posible verse en la figura 41, las losas se dividen en 2 tipos: losas postensadas y losas macizas. Las losas postensadas a su vez, siguen 2 distribuciones: una de tres tramos y otra de un solo tramo. En el presente trabajo de investigación, realizaremos el diseño paso a paso de la losa postensada de 3 tramos, así como los comentarios y consideraciones que deban tenerse en cuenta.

Carlos Casabonne menciona el capítulo 3 “Aplicaciones en Edificaciones” del libro “Consideraciones en el Diseño de elementos Postensados” que el espesor de una losa postensada depende de la distancia entre sus apoyos, la sobre carga de uso y de la dimensión de los capiteles o del ancho de las bandas, según sea el caso, puesto que cuanto mayor sea la dimensión de estos elementos, menor será el espesor de la losa. Por otra parte, el Post Tensioning Institute (PTI), recomienda los siguientes valores para el peralte de la losa en función de la longitud L y la altura H de la losa:

Tabla 57 Relación de esbeltez L/H sugeridas

Relación de esbeltez L/H sugeridas	
Losa en una dirección	48
Losa plana en dos direcciones	45
Losa plana con ábaco	50
L/6 en cada dirección	50
Losas apoyadas en vías en sus dos direcciones	55
Losas nervadas en dos direcciones	35
Vigas b - h/3	20
Vigas b - 3h	30

Previo al diseño de las losas, deben definirse las cargas de diseño, los materiales a utilizar y las características de los mismos. Las cargas que toman las losas son las establecidas por la norma E.020 de cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones: Carga Muerta, de ahora en adelante llamada "CM", y la Carga Viva, de ahora en adelante llamada "CV". La CM, incluye el peso propio del elemento –correspondiente al peso propio de una losa maciza común– y el peso de los tabiques y acabados. La CV, en este caso, solo incluye la sobrecarga para uso de oficinas, establecida como 250 kg/cm² en la norma E.020 de cargas.

Junto con las cargas de diseño, deben definirse los materiales a utilizar. Al ser losas postensadas, debemos obtener una resistencia mínima del concreto al momento de tensar, la cual será denominada en adelante f'_{ci} y será el 80% del f'_c .

Ecuación 14 Valor del f'_{ci}

$$f'_{ci} = 0.8 * f'_c$$

Junto con las características del concreto, deben establecerse las características de los tendones a utilizar para el postensado. Para el caso de estudio, el diámetro comercial a utilizar es de ½" pulgada, el cual posee una resistencia a la tensión – denominada "Fpu" – de 18983 kg/cm². Según el PTI, al momento de realizar la tensión en los cables debe considerarse la pérdida de resistencia que el cable tendrá a lo largo de su vida útil, la cual es de 1054.61 kg/cm², así como la resistencia a la cual se someterá el tensado del cable como máximo, que corresponde al 70% del cable.

Ecuación 15 Valor del Fse

$$Fse = 0.7 * Fpu - 1054$$

Una vez calculada la resistencia efectiva del acero correspondiente al cable, debe calcularse la resistencia efectiva "Peff" de cada cable.

Ecuación 16 Valor del Peff

$$Peff = \frac{Fse}{A}$$

La tabla 58 muestra todos los valores asociados a la geometría y propiedades del tendón de postensado.

Tabla 58 Resumen de los valores del Tendón de Postensado

Características de los cables		
Tendon		
diámetro	1.27 cm	
numero de cables	7 unidades	
Area del tendon	0.99 cm ²	
Fpu	18983.00 kg/cm ²	
Perdida resistencia a la tension estimada	1054.61 kg/cm ²	según ACI 18.6
Fse	12233.49 kg/cm ²	según ACI 18.5.1
Pe _{eff}	12.11 ton/tendon	
Pe _{eff} Actuante	9.93 ton/tendon	

En esta tabla, el diámetro del tendón es de ½ pulgada, el cual posee una resistencia última $F_{pu} = 18983 \frac{kg}{cm^2}$. Sin embargo, el ACI 3.18 indica que el diseño de los cables debe tener en cuenta la resistencia que se pierde al momento de la tensión, además de tomar solo el 70% de la resistencia última, como castigo a la capacidad en servicio del cable, por lo que la resistencia efectiva del cable se calcula según la fórmula siguiente:

Ecuación 17 Cálculo de la resistencia efectiva de los cables.

$$F_{se_i} = F_{pu} * 0.70 - 1054.61 \frac{kg}{cm^2}$$

Adicionalmente, en esta investigación se ha tomado en cuenta el control de la deformación unitaria del tendón, optando por reducir aún más el esfuerzo al que estos serán sometidos, de tal manera que se garantice una resistencia real mayor en tensión.

Ecuación 18 Reducción del esfuerzo al cual se someterán los cables de postensado.

$$F_{se} = 0.7 * F_{se_i}$$

Por último, la fuerza máxima a la que se someterán los tendones de postensado se calcula de la siguiente manera:

Ecuación 19 Cálculo de la fuerza efectiva a la que se someterá cada tendón

$$P_{eff} = \frac{F_{se}}{A_{tendon}}$$

11.1.1. Losa Aligerada tensada en una dirección de tres tramos.

11.1.1.1. Predimensionamiento

Dado que la planta tiene 3 tramos de luces de 8.58 m, 9.8 m y 8.58 m respectivamente, tomamos la luz mayor para el predimensionamiento de la losa.

En primera instancia, y siguiendo con lo dispuesto en el Capítulo de Estudiantes del ACI de la PUCP, se asumió una relación Longitud – Peralte de 45. Al realizar las verificaciones establecidas por el PTI, la carga distribuida balanceada resultaba mayor que la carga distribuida por el Peso Propio del elemento, por lo que se optó por aumentar el peralte a 25cm, obteniéndose una relación Longitud – Peralte de 39.2.

Tabla 59 Predimensionamiento de las Losas macizas postensadas

Predimensionamiento	
Se asume que la relación lado mayor/peralte es 48	
$\frac{L}{H}$	= 39.2

La siguiente figura, muestra las características geométricas de la losa Aligerada.

Figura 23 Sección de losa aligerada postensada

Tabla 60 Geometría resultante de la losa aligerada postensada

Lmayor	9.8	m
H	0.25	m
Espacio entre nervios	0.45	m
Longitud de nervios	0.15	m
Espesor losa	0.05	m

11.1.1.2. Metrado de cargas

El metrado de cargas de una losa Aligerada postensada, es exactamente igual al de cualquier otra losa Aligerada. Por lo que la carga muerta y carga viva distribuida se calculan a continuación.

Características de la losa Aligerada mostrada en la Tabla 57:

- Espesor: 25cm
- Bloque de poliestireno: 45cm x 20cm
- Viguetas convencionales: 15cm *20cm
- Ancho tributario: 60cm

Tabla 61 Metrado de Cargas de Losa Postensada

Metrado de Cargas	
Carga Muerta	
0.25	964.00 kg/m3
Peso Propio	241.00 kg/m2
SIDL	199.62 kg/m2
Sobrecarga	
S/C	250.00 kg/m

11.1.1.3. Características de la sección

El primer paso para el diseño de la losa postensada aligerada es calcular los cables que cargarán hasta un 80% de la carga muerta, generando una carga distribuida con sentido contrario que podrá reducir o hasta anular el refuerzo requerido. Para esto, es necesario establecer las propiedades de la sección, como el área en la cual se postensarán los tendones.

Tabla 62 Propiedades de la sección que soportará el postensado

Diseno de la seccion 1 interior	
Propiedades de la seccion	
B	920.00 cm
H	25.00 cm
A	23000.00 cm2
S	95833.33 cm3

Los parámetros de diseño de los tendones deben calcularse al momento del tensado, cuando la resistencia de concreto esté al 80% de su F'_c , y debe calcularse la cantidad de cables necesarios para generar las cargas inversas requeridas, el cálculo de estos datos es el que se establece a continuación:

Tabla 63 Esfuerzo mínimo y máximo en la sección

Esfuerzo mínimo y máximo en la sección		
P/A	8.50 kg/cm ²	Para evitar fallas de corte o punzonamiento Correspondiente al 10% de la resistencia del concreto Establecido en el ACI 318
P/A	28.00 kg/cm ²	
P/A	35.00 kg/cm ²	

Donde el Esfuerzo mínimo de la Sección P/A es: 8.50 kg/cm² y el esfuerzo máximo en la sección es de 28.00 kg/cm².

11.1.1.4. Parámetros de diseño de los tendones

El PTI, indica un número de parámetros para realizar el diseño de los tendones.

En primer lugar, es posible reducir la carga a la que estarán sometidos los tendones entre un 60% y 80% del peso propio de la losa aligerada.

Tabla 64 Distribución de carga para cada tendón

Distribucion de carga para cada tendon	
Un tendon puede tomar entre el 60% y el 80% de la carga muerta	
0.6 Wdl	264.37 kg/m ²

Adicionalmente, la distribución que van a seguir los tendones resulta fundamental en el diseño de los mismos, puesto que estas influyen tanto en la capacidad de deformación de cada tendón, como en la fuerza de momento flector que estos aporten, debido a que la distancia que los tendones tengan respecto a su eje neutro, actúa como brazo de momento, disminuyendo o aumentando las fuerzas que aporten según su ubicación. La figura 43 muestra el perfil que sigue el tendón a lo largo de la losa aligerada.

Figura 24 Perfil del tendón a postensar

Para poder comprender este perfil, es necesario tener en cuenta que mientras más alejados se encuentren los tendones a postensar, mayor será el momento contrario que estos aporten a la losa aligerada, por lo que las distancias que impiden que el tendón se encuentre ubicado en un punto más bajo (o más alto en los apoyos), pertenecen a los recubrimientos de los cables. La siguiente tabla, muestra la ubicación de los tendones respecto a la cara inferior de la viga.

Tabla 65 Ubicación de los puntos más importantes en el perfil del tendón

Ordenada del Tendon	Ubicación del Tendon (CG)
Soporte exterior - ancho	12.50 cm
Soporte interior - arriba	22.46 cm
Soporte interior - abajo	2.54 cm
Final del pano - abajo	4.45 cm
CG: Centro de Gravedad del Tendon : e	9.96 cm
Las medidas empiezan en el parte inferior de la losa	
Aint	19.92 cm
Aend	13.04 cm
el valor de la excentricidad "e", que es la distancia del centro del tendon al eje neutro, varia a lo largo del paño	

Las distancias de las excentricidades en el centro del primer tramo del cable y al medio del apoyo interior son $A_{int} = 19.92\text{cm}$ y $A_{ext} = 13.04\text{cm}$ respectivamente, estos valores son necesarios para poder determinar el número de cables a utilizar.

11.1.1.5. Número de tendones

Para poder calcular el número de tendones necesarios para la losa aligerada, se deben seguir los siguientes pasos:

1. Calcular la fuerza de postensado distribuida requerida para soportar el 60% del peso propio.

Ecuación 20 Valor de W_b

$$W_b = l * 0.6 * W_{dl}$$

2. Calcular la fuerza necesaria en los tendones para contrarrestar la carga en los extremos.

Ecuación 21 Cálculo de P para la sección

$$P = \frac{W_b * l^2}{8 * A_{end}}$$

3. Calcular el número de tendones a partir del P_{eff}

Ecuación 22 Cálculo del número de tendones

$$\#tendones = P / P_{eff}$$

4. Calcular la carga balanceada real

Ecuación 23 Cálculo de W balanceado

$$W_b = P_{eff} * \#tendones$$

5. Calcular el esfuerzo actuante en la sección

Ecuación 24 Cálculo del P actuante

$$P_{act} = P_{eff} / A_{sección}$$

6. Realizar la verificación correspondiente al esfuerzo máximo en la sección

Ecuación 25 Verificación del P actuante sobre el área de la sección

$$\frac{P_{act}}{A} > \frac{P}{A} max$$

La tabla 63 resume todos los resultados del proceso ya mencionado.

Tabla 66 Resultados del procedimiento del cálculo del número de tendones

Fuerza de postensado requerida para soportar el 60% de la Carga Muerta		
Dado que los panos tienen una longitud similar, el ultimo pano va a resistir la maxima fuerza de postensado requerida. Esto se debe a la gran reduccion del recubrimiento		
Wb	2432.23 kg/m	
Wb	2.43 ton/m	
Fuerza necesaria en los tendones para contrarestar la carga en los extremos		
P	171.70 ton	
Verificacion de la compresion permitida en la sección		
Numero de tendones		
# tendones	17.29	17.00
Fuerza actuante para las bandas con tendones		
Pact	168.83 ton	
Ajuste de la carga balanceada		
Wb	2.39 ton/m	
Fuerza aplicada a los tendones		
P	205.89 ton	
Esfuerzo actuante en la seccion		
P/A	8.95 kg/cm2	
cumple		
Esfuerzo actuante en cada vena		
P/A	26.48 kg/cm2	
cumple		

El número de tendones y la carga distribuida debe ser la misma para todos los tramos, puesto que los cables van de corrido en todo el tramo, es por esto que se debe realizar la verificación para toda la longitud de la losa.

Tabla 67 Chequeo de la fuerza en el paño interior

Chequeo de la fuerza en el paño interior

Fuerza en el interior del paño

P 146.58 ton

la losa central requiere menos fuerza

Como se requiere menos fuerza en el centro del paño se calcula el Wb con Pact

Wb 3.65 ton/m

distribución aceptable

Fuerza efectiva en el interior del paño

P 205.89 ton

Este procedimiento ha sido verificado con el programa ADAPT – PTRC en su versión 2015.

Para realizar esta verificación, se procedió de la siguiente manera:

Figura 25 Datos generales del modelo

Se generó la sección seleccionando el tipo de losa postensada a diseñar, en nuestro caso sería referente a una losa en una dirección de postensado.

Figura 26 Código a seguir para la modelación y análisis

Criteria - Design Code

Design codes

- ☐ American-ACI318 (1999)
- ☐ American-ACI318 (2005) / IBC 2006
- ☐ American-ACI318 (2008) / IBC 2009
- ☒ American-ACI318 (2011) / IBC 2012
- ☐ Australian-AS3600 (2001)
- ☐ Brazilian-NBR6118 (2014)
- ☐ British-BS8110 (1997)
- ☐ Canadian-A23.3 (1994)
- ☐ Canadian-A23.3 (2004)
- ☐ European-EC2 (2004)
- ☐ Indian-IS1343 (2004)
- ☐ Hong Kong-CoP (2007)
- ☐ Chinese GB 50010 (2002)

Design Code Annex

None

<< Back OK Cancel Next >>

Se tomó el código ACI 318 en su versión del 2011 para el diseño de este elemento.

Figura 27 Características de la sección

Span Geometry

Number of Spans

Units

L = m
All others = mm

Legend

L-Cant = Left Cantilever
R-Cant = Right Cantilever
NP = Non-Prismatic
PR = Prismatic
Sec. = Section
Seg. = Segments
O-O = Reference plane
L = Span Length
Rh = Distance from reference plane
<- M = Left Multiplier
M -> = Right Multiplier

Label	PR	Sec.	Seg.	L	b	h	h1	h2	h3	h4	Rh	<- M	M ->
Typical	PR			8.500	9200	250					250.00	0.50	0.50
L-Cant													
SPAN 1	PR			11.500	9200	250					250.00	0.50	0.50

<< Back OK Cancel Next >>

Se creó la sección de acuerdo a la geometría de la losa ya diseñada.

Figura 28 Cargas aplicadas a la losa

Units
a = m w = kN/m² M = kN-m
b = m P1 = kN/m F = kN
c = m P2 = kN/m

Legend
SW = Selfweight
LL = Live Load
X = Other user defined load case

CL = Cantilever Left L/T-? = Load Type
CR = Cantilever Right
SDL = Superimposed Dead Load

Skip Live Load: ☒ Yes ☐ No
Skip Factor: 0.83

Include Selfweight: ☐ Yes ☒ No
Unit Weight: kg/m³

Diagram icons: Uniform L-U, Partial Uniform L-P, Concentrated L-C, Moment L-M, Line L-L, Triangle T-R, Variable T-V, Trapezoidal T-Z

	Span	Class	L/T-?	w	P1	P2	a	b	c	M	F
1	1	SW	L-U	2.450							
2	1	SDL	L-U	2.000							
3	1	LL	L-U	2.000							
4	2	SW	L-U	2.450							
5	2	SDL	L-U	2.000							
6	2	LL	L-U	2.000							
7	3	SW	L-U	2.450							
8	3	SDL	L-U	2.000							
9	3	LL	L-U	2.000							

Se asignaron las cargas correspondientes a nuestro metrado de cargas manual, y convirtiendo sus valores de acuerdo a las unidades del programa newtons y milímetros.

Figura 29 Características de los materiales de la losa

Material - Concrete

Concrete strength at 28 days ☒ Cylinder ☐ Cube

Slab / Beam

Weight: ☒ Normal ☐ Semi Lightweight ☐ Lightweight

Strength at 28 days (f'c): 28 N/mm²

Modulus of Elasticity at 28 Days: 24870 N/mm²

Ultimate Creep Coefficient: 2

Concrete strength at stressing (initial condition)(f'ci): 21 N/mm²

Column

Strength at 28 days (f'c): 28 N/mm²

Modulus of Elasticity at 28 Days: 24870 N/mm²

<< Back Cancel OK Next >>

Figura 30 Características del postensado

Material - Post-Tensioning

Post-tensioning settings

Post-tensioning system : ☐ Bonded ☒ Unbonded

Area of Tendon (one or more strands) : mm²

Ultimate Strength of Tendon (fpu): N/mm²

Effective (long-term) Stress (fse) : N/mm²

<< Back Cancel OK Next >>

De igual manera con las características de los materiales de la losa.

Figura 31 Criterios para la verificación P/A y balance de la Carga Muerta

Criteria - Recommended Post-Tensioning Values

Average Precompression

Minimum : N/mm² Maximum : N/mm²

Percentage of Dead Load to Balance

Minimum : % Maximum : %

Maximum Spacing Between Tendons :
(multiple of slab depth)

<< Back OK Cancel Next >>

Así como los valores máximos de esfuerzo de la sección.

Figura 32 Perfil del tendón de postensado

Figura 33 Recubrimiento del tendón de postensado

Finalmente se seleccionó el tipo de distribución a seguir y los respectivos recubrimientos del postensado.

Figura 34 Resultados del análisis de la losa postensada según ADAPT

PT Recycling

Iteration No: 2 Weight of PT: 1.43 kg/m²

PT Force: Min OK Max OK
Balanced DL: Min OK Max OK
Stresses (service): Tens OK Comp OK
Stresses (initial): Tens OK Comp OK

PT selection method: ☒ Force selection ☐ Tendon selection

Status of data displayed: CURRENT

NG = No Good (does not meet specified requirements)
OK = meets specified requirements

Extreme fiber stresses [8]

Tendon selection and extents [5]

Required and provided PT force [2]

Required PT force [2]

Tendon force and height [1]

☒ Tendon A
☐ Tendon B
☐ Tendon C

Force selection method:
☐ 1 - Single tendon path
☒ 2 - Multiple tendon path

1 - Specify a constant or variable force along a single tendon path identified by tendon profile selected
2 - Specify a constant force for each of the tendon profiles selected

Left face of support at left of span
Center midspan
Right face of support at right of span
P/A: average precompression at midspan
%DL balanced: percentage of total dead load balanced by tendon

Current Tendon
← Tendon Control Point Height →

All Tendons
← Required Force →

	Number of strands	PT Force per unit width	PT Force	P/A	%DL balanced	Left	Center	Right	Total strands	Total PT force per unit width	Total PT force	Left	Center	Right	Total P/A	Total %DL
1	17	218.40	2009.26	0.87	60	125	50	230	17	218.40	2009.26	2009	2009	2009	0.87	60
2	17	218.40	2009.26	0.87	61	200	50	200	17	218.40	2009.26	1966	1966	1966	0.87	61
3	17	218.40	2009.26	0.87	60	200	50	125	17	218.40	2009.26	2009	2009	2009	0.87	60

☐ Typical Values Row

Units: Force [kN], PT Force per unit width [kN/m], Tendon height [mm], P/A [N/mm²]

De los resultados obtenidos, podemos resaltar la similitud entre la cantidad de cables de postensados necesarios, el % balanceado de la Carga Muera y el factor de verificación P/A para toda la sección respecto al diseño realizado manualmente.

11.1.1.6. VERIFICACIONES DEL DISEÑO

Para lograr de manera adecuada las verificaciones para la losa postensada, se procedió a hallar los momentos por Carga Muerta, Carga Viva y Carga Balanceada, a continuación, se ilustrarán los momentos para cada circunstancia:

Figura 35 Momento por Carga Muerta (Kn.m)

Figura 36 Momento por carga Viva (Kn.m)

Figura 37 Momento por carga Balanceada (Kn.m)

Tabla 68 Momentos Actuantes y su Ubicación (Kn-m)

Ubicación	0	8.58	8.58	17.78	26.36 metros		
Longitud	8.58	9.2	8.58	metros			
	Apoyos en los Extremos	Paños en los Extremos	Apoyos Interiores	Paño Interior	Apoyos Interiores	Paños en los Extremos	Apoyos en los Extremos
MDL	-190	140	-320	170	-320	140	-190
MLL	-90	60	-140	70	-140	60	-90
MBAL	100	-95	180	-120	180	-95	100

Las verificaciones clasificadas en dos etapas, corresponden al control de la fuerza que puede soportar el concreto en cada punto, al momento del tensado y al momento de la puesta en servicio.

11.1.1.6.1. PRIMERA ETAPA: Chequeo Inmediato después del tensado

Se deben realizar las verificaciones en la primera etapa siguiendo las ecuaciones a continuación:

Ecuación 26 Calculo de la resistencia máxima en la parte superior. (entre apoyos)

$$f_{top} = \frac{-M_{DL} + M_{bal}}{S} - P/A$$

Ecuación 27 Calculo de la resistencia máxima en la parte inferior. (entre apoyos)

$$f_{bot} = \frac{+M_{DL} - M_{bal}}{S} - P/A$$

Estas dos ecuaciones luego son comparadas con la resistencia del concreto al 80% (f'_{ci}), donde para el caso en que la resistencia este en compresión se tendrá que verificar que el f_{bot} o f_{top} no sea mayor a 0.6 veces el f'_{ci} y en caso que la respuesta salga a tracción esta no deberá ser mayor a $3\sqrt{f'_{ci}}$.

Adicionalmente, se revisará que las fuerzas cumplan con los siguientes parámetros para F_{bot} y F_{top} :

- En caso que exista Compresión se debe cumplir que **f_{top} o $f_{bot} < 0.6 f'_{ci}$**
- En caso que exista Tracción se debe cumplir que **f_{top} o $f_{bot} < 3\sqrt{f'_{ci}}$**

Ecuación 28 Calculo de la resistencia máxima en la parte superior. (Apoyos)

$$f_{top} = \frac{+M_{DL} - M_{bal}}{S} - P/A$$

Ecuación 29 Calculo de la resistencia máxima en la parte inferior (Apoyos)

$$f_{top} = \frac{-M_{DL} + M_{bal}}{S} - P/A$$

Estas dos ecuaciones son muy similares a las ecuaciones 5 y 6 con la diferencia de que estas se usan cuando se examina los momentos en los apoyos y la 5 y 6 nos sirven prácticamente para lograr ejecutar el chequeo entre apoyos. Estas también deben pasara los mismos chequeos como las anteriores.

Figura 38 Verificación en la primera etapa de postensado

Primera Etapa

Esfuerzos inmediatamente después del tensado

Esfuerzos a la mitad del vano

				Compresion	Tension
F _{top}	=	$(-M_{dl}+M_{bal})/S-P/A$	<	0.60*F'ci	3*Raiz(F'ci)
F _{bot}	=	$(+M_{dl}-M_{bal})/S-P/A$	<	0.60*F'ci	3*Raiz(F'ci)

Paño Interior

F _{top}	=	-14.16911464	<	134.4	ok
F _{bot}	=	-3.73433203	<	134.4	ok

Extremos

F _{top}	=	-13.64737551	<	134.4	ok
F _{bot}	=	-4.256071161	<	134.4	ok

Esfuerzos en los apoyos

				Compresion	Tension
F _{top}	=	$(-M_{dl}+M_{bal})/S-P/A$	<	0.60*F'ci	3*Raiz(F'ci)
F _{bot}	=	$(+M_{dl}-M_{bal})/S-P/A$	<	0.60*F'ci	3*Raiz(F'ci)

Interior

F _{top}	=	-23.56041899	<	134.4	ok
F _{bot}	=	5.656972317	<	44.9	ok

Extremos

F _{top}	=	-18.34302768	<	134.4	ok
F _{bot}	=	0.439581013	<	44.9	ok

11.1.1.6.2. SEGUNDA ETAPA: Chequeo de puesta en servicio

Se deben realizar las verificaciones en la segunda etapa siguiendo las ecuaciones a continuación:

Ecuación 30 Calculo de la resistencia máxima en la parte superior. (entre apoyos)

$$f_{top} = \frac{-M_{DL}-M_{LL}+M_{bal}}{S} - P/A$$

Ecuación 31 Calculo de la resistencia máxima en la parte inferior. (entre apoyos)

$$f_{bot} = \frac{+M_{DL}+M_{LL}-M_{bal}}{S} - P/A$$

Las ecuaciones para el f_{bot} o f_{top} , deben satisfacer las siguientes verificaciones:

- El f_{bot} o f_{top} No debe ser mayor a $0.45 f'c$ en caso que exista compresión al analizar la sección.
- El f_{bot} o f_{top} No debe ser mayor $6 * \sqrt{f'c}$ en caso que exista tracción al analizar la sección.

Estas verificaciones se realizarán tanto para las fuerzas actuantes en los apoyos, como a la mitad de los paños.

Figura 39 Verificación en la segunda etapa de postensado

Segunda Etapa

Esfuerzos en Servicio

Esfuerzos a la mitad del pano

				Compresion	Tension
Ftop	=	$(-Mdl-Mll+Mbal)/S-P/A$	<	$0.45 \cdot F'c$	$6 \cdot RAIZ(F'c)$
Fbot	=	$(+Mdl+Mll-Mbal)/S-P/A$	<	$0.45 \cdot F'c$	$6 \cdot RAIZ(F'c)$

Paño Interior

Ftop	=	-21.47346247	<	126	ok
Fbot	=	3.570015796	<	100.399203	ok

Extremos

Ftop	=	-19.90824507	<	126	ok
Fbot	=	2.004798404	<	100.399203	ok

Esfuerzos en los apoyos

				Compresion	Tension
Ftop	=	$(-Mdl-Mll+Mbal)/S-P/A$	<	$0.45 \cdot F'ci$	$6 \cdot Raiz(F'ci)$
Fbot	=	$(+Mdl+Mll-Mbal)/S-P/A$	<	$0.45 \cdot F'ci$	$6 \cdot Raiz(F'ci)$

Interior

Ftop	=	-38.16911464	<	126	ok
Fbot	=	20.26566797	<	100.4	ok

Extremos

Ftop	=	-27.73433203	<	126	ok
Fbot	=	9.830885361	<	100.4	ok

11.1.1.7. Cálculo del Acero de Refuerzo

Para el cálculo de los refuerzos en el nervio de la losa aligerada, es necesario obtener los momentos actuantes en los apoyos y entre apoyos de la misma. Estos momentos actuantes, corresponden a los mostrados en las figuras 35, 36 y 37. Para el cálculo del momento último, se agrega, a la combinación dispuesta en la norma E.060 de Diseño en Concreto Armado, el momento que aportan los tendones postensados.

Ecuación 32 Momento Último en los Nervios

$$M_u = 1.4M_{DL} + 1.7M_{LL} - 1M_{sec}$$

Se obtienen diferentes Momentos actuantes en cada tramo de la losa, por lo que deberá calcularse un momento actuante positivo y negativo por cada apoyo y tramo central. La figura 40 muestra los tres tramos a diseñar de la losa aligerada postensada.

Figura 40 Vista en planta de los tres tramos de la losa aligerada

A continuación mostraremos todos los momentos y su ubicación en la losa postensada:

Tabla 69 Momentos actuantes en la losa

Ubicación	0	8.58	8.58	9.2	17.78	8.58	26.36 metros
Longitud	8.58	9.2	8.58	26.36 metros			
	Apoyos en los Extremos	Paños en los Extremos	Apoyos Interiores	Paño Interior	Apoyos Interiores	Paños en los Extremos	Apoyos en los Extremos
MDL	-190	140	-320	170	-320	140	-190
MLL	-90	60	-140	70	-140	60	-90
MBAL	100	-95	180	-120	180	-95	100

A partir de estos valores, y utilizando la excentricidad e calculada según la distribución del cable del postensado, se calculan los valores de Momento último.

Figura 41 Determinación de momentos amplificados

Determinación de momentos amplificados			
excentricidad e	Apoyo Extrem	Apoyo Interior	
	0	9.96	
En los Apoyos y en el Paño Interior		En los paños exteriores	
Momento Primario para el Postensado		Momento Primario para el Postensado	
M1	20.5066078 ton-metro	M1	0 ton-metro
Momento Secundario para el Postensado		Momento Secundario para el Postensado	
Mbalanceado	18 ton-metro	Mbalanceado	10 ton-metro
Msec	-2.50660782 ton-metro	Msec	10 ton-metro

Figura 42 Combinación de Carga Típica para Resistencia Última

Combinacion de Carga Tipica para Resistencia Ultima			
En Pano Exterior		En Pano Interior	
MDL	14 ton-metro	MDL	17 ton-metro
MLL	6 ton-metro	MLL	7 ton-metro
Mu	28.5466961 ton-metro	Mu	33.1933922 ton-metro
En Apoyos Interiores		En Apoyos Extremos	
MDL	-32	MDL	-19
MLL	-14	MLL	-9
Mu	-71.1066078 ton-metro	Mu	-31.9 ton-metro

Una vez calculados estos momentos actuantes, se procede al cálculo de acero mínimo requerido según el Momento Nominal, para luego verificar si la losa requiere más acero requerido para poder resistir los Momentos Últimos.

Figura 43 Acero Mínimo en Paños interiores y en los extremos

Region de Momento Positivo

Pano Interior

Fbot	3.5700158 <	33.46640106	No necesita Refuerzo Minimo Positivo		
Asmin	=	0.0018*b*d	2.38356 Por cada Vena	As Total	40.52052

Pano en los extremos

Fbot	2.0047984 <	33.46640106	No necesita Refuerzo Minimo Positivo		
Asmin	=	0.0018*b*d	2.38356 Por cada Vena	As Total	40.52052

Figura 44 Acero mínimo en apoyos interiores y extremos

Region de Momento Negativo

Apoyos Interiores

Asmin	=	0.00075*Acf				
Acf	24500.00	cm2				
As	18.375	cm2	Tipo de Barra	# de Barras	As de cada Bar As	Espaciamiento S Max = 1.5*h Cumple?
			3/8	26	0.71	18.46 35 37.5 Ok

Apoyos Exteriores

Asmin	=	0.00075*Acf				
Acf	21450.00	cm2				
As	16.0875	cm2	Tipo de Barra	# de Barras	As de cada Bar As	Espaciamiento S Max = 1.5*h Cumple?
			3/8	25	0.71	17.75 37 37.5 Ok

Para poder representar correctamente el comportamiento de una losa postensada, es necesario tener en cuenta la resistencia que aportan los tendones de postensado.

Ecuación 33 Momento para el cálculo de As

$$M_n = (A_s f_y + A_{ps} f_{ps})(d - a/2)$$

Esta ecuación, depende del área de tendones a utilizar y de la resistencia de cada uno. A continuación, las ecuaciones 35 y 36, establecen los parámetros a tener en cuenta para el cálculo del Momento Nominal.

Ecuación 34 Área del tendón

$$A_{ps} = 16.83x(\text{Numero de Tendones})$$

Ecuación 35 Resistencia del tendón

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + (f'_c b d) / (100 A_{ps})$$

Una vez obtenidos estos valores, se procede a calcular los momentos Nominales y los Aceros de refuerzo, las tablas 45, 46 y 47 muestran el resumen del cálculo de Momentos nominales y Aceros requeridos.

Figura 45 Ecuaciones a utilizar para el cálculo del Momento Nominal

Refuerzo Necesario para Resistir el Momento Ultimo									
Mn	=	(As*Fy+Aps*Fps)*(d-a/2)							
Para Apoyos									
Pano Extremo									
As	Area de Acero	=	17.75						
Fy		=	4200						
Aps	Area de Tendr	0.99 *	17.00	=	16.83				
Fps	Fse+700+f'c*b*d/100Aps	=	12933.49 +					143 d	
Fps en Apoyos		=	14717.8037						
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f'c*b							
Pano Interior									
As	Area de Acero	=	30.6665377 18.46 en primera instancia del acero minimo						
Fy		=	4200						
Aps	Area de Tendr	0.99 *	17.00	=	16.83				
Fps	Fse+700+f'c*b*d/100Aps	=	12933.49 +					163 d	
Fps en Apoyos		=	16284.82						
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f'c*b							

Figura 46 Acero requerido para resistir Momento Ultimo en paños

En Apoyos Interiores									
d	=	25.00 -	4.45	=		20.56			
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f' _c *b				=	1.72728955	cm	
fiMn	=	0.9*(As*Fy+Aps*Fps)*(d-a/2)				=	7139804.09	kg-cm	71.3980409 ton-m
Mu	=					=	-7110660.78	kg-cm	-71.1066078 ton-m
									0.29143304
						fiMn	<	Mu	Requiere mas Acero que el minimo
En Apoyos Exteriores									
d	=	25.00 -	12.50	=		12.50			
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f' _c *b				=	1.38162681	cm	
fiMn	=	0.9*(As*Fy+Aps*Fps)*(d-a/2)				=	3424966.11	kg-cm	34.2496611 ton-m
Mu	=					=	-3190000	kg-cm	-31.9 ton-m
									2.3496611
						fiMn	>	Mu	No requiere mas Acero que el minimo

Figura 47 Acero Requerido para Resistir Momento Ultimo en apoyos

Para Panos									
Pano Extremo									
As	Area de Acero	=		40.52052					
Fy		=		4200					
Aps	Area de Tendc	0.99 *	17.00	=	16.83				
Fps	Fse+700+f'c*b*d/100Aps	=		12933.49	+		143	d	
Fps en Pano		=		16048.90					
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f'c*b							
Pano Interior									
As	Area de Acero	=		40.52052					
Fy		=		4200					
Aps	Area de Tendc	0.99 *	17.00	=	16.83				
Fps	Fse+700+f'c*b*d/100Aps	=		12933.49	+		163	d	
Fps en Pano		=		16491.89					
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f'c*b							
En Pano Interior									
d	=	25.00	-	3.18	=	21.83			
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f'c*b			=	1.91967339	cm		
fiMn	=	0.9*(As*Fy+Aps*Fps)*(d-a/2)			=	8408038.17	kg-cm	84.0803817	ton-m
Mu	=				=	3319339.22	kg-cm	33.1933922	ton-m
								50.8869895	
					fiMn	>	Mu	No requiere Acero	
En Pano Extremo									
d	=	25.00	-	3.18	=	21.83			
a	=	(As*Fy+Aps*Fs)/0.85*f'c*b			=	1.8877088	cm		
fiMn	=	0.9*(As*Fy+Aps*Fps)*(d-a/2)			=	8274368.62	kg-cm	82.7436862	ton-m
Mu	=				=	2854669.61	kg-cm	28.5466961	ton-m
								54.1969901	
					fiMn	>	Mu	No requiere Acero	

Como podemos observar, el uso de los cables de postensado disminuye en gran medida las cantidades de acero requerido, sobre todo en las secciones de momento positivo, las cuales son las de las mayores deflexiones.

A continuación, el resumen del diseño de la losa aligerada postensada:

Tabla 70 Cuadro resumen del diseño de la losa aligerada para los 3 tramos

TIPO	UBICACIÓN	APOYO EXT	TRAMO INT	APOYO INT	TRAMO INT	APOYO INT	TRAMO INT	APOYO EXT
Rec	arriba	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	abajo	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
acero	arriba en la losa	1 Φ 3/8 @ 37 cm	-	1 Φ 3/8 @ 21 cm	-	1 Φ 3/8 @ 21 cm	-	1 Φ 3/8 @ 37 cm
	abajo	-	1 Φ 3/4 @ vena	-	1 Φ 3/4 @ vena	-	1 Φ 3/4 @ vena	-
numero de cables		17.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00
Peralte	H	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
Ancho	B	920.00	920.00	920.00	920.00	920.00	920.00	920.00
Largo	L	apoyo	858.00	apoyo	980.00	apoyo	858.00	apoyo
e	al eje neutro	0.00	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	0.00

Figura 48 Distribución de la altura del postensado en la losa

11.2. Diseño de vigas

El proyecto consta de dos tipos de vigas: las vigas peraltadas perimetrales y las vigas peraltadas interiores.

Figura 49 Vista en planta tipos de vigas

La figura 49, muestra la distribución en planta que tiene el proyecto.

Una vez verificado el análisis estructural con el programa ETABS 2016 se procedió a diseñar los elementos estructurales de concreto armado (columnas, placas y vigas) Para diseñar los estos elementos se realizaron las combinaciones de carga que especifica la Norma Peruana de Diseño en Concreto Armado NTE.E060, es decir:

Ecuación 36 Combinaciones de Carga

C1	1.4	D	+	1.7	L			
C2	1.25	D	+	1.25	L	±	1.0	SX
C3	0.9	D	±	1.0	SX			
C4	1.25	D	+	1.25	L	±	1.0	SY
C5	0.9	D	±	1.0	SY

11.2.1. Normatividad en el diseño de Vigas

12.2.2.1 Análisis Estructural

Para el análisis de vigas se consideró las condiciones de apoyo y la continuidad de las mismas, la viga que se diseñara como ejemplo solo tiene un tramo con 2 apoyos simples.

Una vez aplicadas las cinco combinaciones de diseño se genera la envolvente de estas combinaciones y se procederá con el diseño para el cálculo de acero.

12.2.2.2 Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión se debe tomar en cuenta las cuantías del acero mínimo y máximo. Según la norma el acero mínimo es:

Ecuación 37 Acero mínimo para Vigas

$$As_{min} = \frac{0.85 * \sqrt{f'c}}{fy} bw * d \quad As_{min} = \frac{14}{fy} bw * d$$

Donde:

bw = ancho de viga

d = peralte efectivo

f'c = resistencia del concreto en compresión

fy = resistencia en fluencia del acero

El acero máximo será el 75% del acero balanceado, después de haber hallado las cantidades de acero mínimo y máximo se procedió a hallar la cantidad de acero necesaria para resistir el momento último obtenido del análisis.

12.2.2.3 Diseño por Corte

El diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas (Vu) obtenidas del análisis estructural a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de apoyo.

Se halló la resistencia al corte del concreto (Vc) sin considerar el aporte del acero, luego se halló la resistencia del acero para comparar con la Vu. Para ello se aplica las siguientes ecuaciones:

Ecuaciones a utilizar Diseño por corte

Ecuación 38 Ecuaciones a utilizar para el diseño por corte

- $V_u = \phi V_n$ (En todas las secciones de la viga).
- $V_n = V_c + V_s$ (Aporte del concreto más aporte del acero).
- $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$ (condiciones de diseño por resistencia).
- $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d$ (Aporte del concreto).
- $V_{smax} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ (Valor máximo permitido para el aporte del acero)
- $V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s} \rightarrow s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$ (Espaciamiento asociado a V_s)

Donde:

ϕ = factor de reducción = 0.85

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

V_n = Resistencia nominal al corte

V_s = Resistencia del acero transversal al corte

V_c = Resistencia del concreto al corte

A_v = Área del acero de refuerzo transversal

d = Peralte afectivo de la viga

b_w = ancho de viga

s = espaciamento del refuerzo transversal

En el caso de vigas que soportan sismo el esfuerzo por corte debe ser mayor que el asociado al corte generado en el mecanismo de falla por flexión (rótulas plásticas en los extremos); esto asegura que la viga falle primero por flexión (falla dúctil) y después por corte (falla frágil).

Ecuación 39 Verificación de falla dúctil

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + V_u(\text{isostático})$$

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + W_u * l_n / 2$$

Donde:

M_{ni}, M_{nd} = Momentos nominales reales a flexión de la viga

l_n = luz libre de la viga

Ecuaciones a utilizar Diseño por torsión

Ecuación 40 Verificaciones por torsión

- $T_n = \left(\frac{2A_o * F_{yv} * A_t}{s} \right) * \cot \theta$ (Refuerzo transversal requerido para resistir la torsión)
- $Total \left(\frac{A_v + t}{v} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$ (Acero total por cortante y torsión)

Donde:

T_n = Momento torsor actuante.

A_o = Área encerrada por flujo de corte de la sección puede asumirse igual a $0.85A_{oh}$.

F_{yv} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal

θ = ángulo que varía entre 30° y 60° el código recomienda tomar 45° para Concreto normal

Diseño por cortante para vigas sismo resistentes

Para el diseño por cortante para vigas que resistan sismo se siguen los lineamientos del artículo 13.7 de la norma E.060 respecto a consideraciones que deben tener aquellos elementos que resistan fuerzas de sismo.

Ecuación 41 Calculo del V_u

$$V_u = V_u \text{ isostático} + \frac{M_n \text{ Izquierdo} + M_n \text{ Derecho}}{L_n}$$

Donde:

M_n = con las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre

V_u isos.= es la fuerza cortante calculada para cargas permanentes

L_n = es la luz libre del tramo

12.2.2.4 Separación de estribos

Según el artículo 21.4.4.4 de la Norma de Concreto Armado E.060 los estribos cerrados de confinamiento para vigas sísmicas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales.

El espaciamiento máximo entre estribos para una viga que recibe cargas sísmicas es el siguiente:

Para la zona de confinamiento, que comprende una longitud igual a dos veces el peralte de la viga ($2H$), tenemos:

- El 1er estribo a 5 cm de la cara de apoyo.
- 0.25 veces el peralte efectivo de la viga. ($d/4$)
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o 30 cm
- 24 veces el diámetro del estribo.
- igual a 10 cm.

Fuera de la zona de confinamiento los estribos estarán como máximo a 0.5 veces el peralte efectivo de la viga.

11.2.2. Diseño de Viga Peraltada Perimetral

Se tomó como ejemplo de diseño de una viga peraltada de 35x75 ubicada en Piso 16 (ETIQUETA B14).

Figura 50 Viga analizada B14 35x75

Los datos de la viga para el diseño son los siguientes:

$b_w=35\text{cm}$, $h=75\text{cm}$

$d=69\text{ cm}$ (1 capa),

$f'_c=280\text{kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Se muestra, para cada tipo de fuerzas, la envolvente de las combinaciones de cargas:

Figura 51 Fuerzas en la Viga Peralta

Diagrama envolvente de momento flector tonf.m (DMF):

Figura 52 Envolvente de Momento Flector

Diagrama envolvente de fuerza cortante tonf (DFV):

Figura 53 Envolvente de Fuerza Cortante

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se halló primero la cantidad de acero mínimo y máximo para una viga peraltada de 35x75.

Ecuación 42 Calculo del Acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 35 * 69 = 8.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.85 * B1 \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.0283$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 * 0.028 = 0.02125$$

Ecuación 43 Calculo del acero maximo

$$A_{smax.} = \rho * bw * d$$

$$A_{smax} = 0.02125 * 35 * 69 = 51.32 \text{ cm}^2$$

Se procede a diseñar la viga por tercio

Tabla 71 Cálculo del Acero en Flexión

CÁLCULO DE ACERO EN FLEXIÓN											
TERCIO IZQUIERDO				TERCIO CENTRAL				TERCIO DERECHO			
MU(-)	61.09	MU(+)	3.45	MU(-)	3.5	MU(+)	22.15	MU(-)	33.95	MU(+)	13.26
As(-) cm ²	26.02	As(+) cm ²	8.05	As(-) cm ²	8.05	As(+) cm ²	9.44	As(-) cm ²	14.46	As(+) cm ²	8.05
ρ _{min}	0.0033	ρ _{min}	0.0033	ρ _{min}	0.0033	ρ _{min}	0.0033	ρ _{min}	0.0033	ρ _{min}	0.0033
ρ _{req.}	0.0108	ρ _{req.}	0.0033	ρ _{req.}	0.0033	ρ _{req.}	0.0039	ρ _{req.}	0.0060	ρ _{req.}	0.0033

Cálculo de momento último de la sección.

Ecuación 44 Cálculo del momento último

$$M_u = \phi A_s(-) * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi A_s(+) * f_y (d - d')$$

Tabla 72 Momento último en la sección

MU1 izqui	80.41	Tonf-m
MU2 cent.	41.55	Tonf-m
MU3 derch	53.27	Tonf-m

COMPARANDO CON EL PROGRAMA ETBAS 2017

Momentos flectores usados para el diseño de Acero requerido:

Tabla 73 Momentos flectores usados para el diseño de Acero requerido

Flexural Design Moment, M _u						
	End-I Design M _u tonf-m	End-I Station Loc m	Middle Design M _u tonf-m	Middle Station Loc m	End-J Design M _u tonf-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-59.8654	0.375	-14.9664	6.33971	-32.6773	8.825
Combo	ENVOLVENTE		ENVOLVENTE		ENVOLVENTE	
Bot (-2 Axis)	29.9327	0.375	21.8393	6.33971	21.1862	6.83676
Combo	ENVOLVENTE		ENVOLVENTE		ENVOLVENTE

Figura 54 Acero Requerido en Viga

A			B			C			D		
		16.29	5.09	8.50		17.64	5.48	10.53			
		7.79	5.93	5.93		8.40	6.33	5.93			
	56.25				103.50						
		24.48	7.59	12.34		26.34	8.03	14.45			
		11.64	8.26	8.03		12.48	9.00	8.03			
	56.25				56.25						
		25.05	7.75	12.77		26.72	8.03	14.99			
		11.90	8.60	8.29		12.65	8.91	8.03			
	56.25				56.25						
		25.48	7.88	13.26		26.76	8.03	15.49			
		12.09	8.71	8.44		12.66	8.96	8.03			
	56.25				56.25						
		26.06	8.03	13.80		26.70	8.03	16.06			
		12.35	8.92	8.72		12.64	8.84	8.03			

Viga en análisis B34 Piso 36

Área de acero diseñado por el programa:

Figura 55 Área de Acero Diseñado por el programa

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}						
	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	25.48	0.97	7.88	0.3	13.26	0.51
Bot (-2 Axis)	12.09	0.46	8.71	0.33	8.44	0.32

Comparación de Verificación Manual vs ETABS:

Tabla 74 Comparación ETABS vs Calculo manual

	ETABS		
	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
As (-)	25.48	7.88	13.26
As (+)	12.09	8.71	8.44

	VERIFICACION MANUAL		
	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
As (-)	26.02	8.05	14.46
As (+)	8.05	9.44	8.05

Según las tablas mostradas, la verificación hecha con hojas de cálculo se asemeja mucho al diseño realizado por el programa ETABS.

Diseño por corte

Figura 56 Envolvente de fuerza cortante en viga peraltada

V_u a “d” de la cara de apoyo se asume el mayor

Ecuación 45 Cálculo de Cortante Último

$$V_u = V_u \text{ isostático} + \frac{M_n \text{ Izquierdo} + M_n \text{ Derecho}}{L_n}$$

$$V_u = 27.85 + \frac{61.09 + 33.95}{8.55} \text{ tonf}$$

$$V_u = 38.97 \text{ tonf.}$$

Resistencia por corte del concreto

Ecuación 46 Resistencia al corte del concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 35 * 69 = 21.42 \text{ tonf}$$

La resistencia al corte absorbida por el concreto es menor que la resistencia requerida o cortante actuante, por lo que se necesitó la resistencia al corte del acero.

Ecuación 47 Cálculo del cortante requerido por el acero

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

$$V_s = \frac{38.97}{0.85} - 21.42 = 24.43 \text{ tonf}$$

$$V_{smax} = \phi 2.1\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 24.43 \text{ tonf} < V_{smax} = 0.85 * 2.1 * \sqrt{280} * 35 * 69 * \frac{1}{1000} \\ = 72.13 \text{ tonf ok CUMPLE}$$

Refuerzo transversal requerido por corte

Ecuación 48 Refuerzo transversal requerido por cortante

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s} \quad s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_y * d} = \frac{24.43}{4.20 * 69} = 0.084 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Considerando un estribo de 3/8" tendremos

Ecuación 49 Espaciamiento de los estribos

$$s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$s = \frac{1.42 * 4.2 * 69}{24.43} = 16.85 \text{ cm}$$

Espaciamiento calculado según análisis estructural

La norma E-030 diseño sismo resistente recomienda que el espaciamiento máximo en zona confinada debe ser máximo:

Utilizando estribos de 3/8" $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

- El 1er estribo a 5 cm de la cara de apoyo.
- 0.25 veces el peralte efectivo de la viga. $69/4 = 17.25 \text{ cm}$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o 15.28 cm
- 24 veces el diámetro del estribo. $= 24 * 0.95 = 22 \text{ cm}$
- Menor o igual a 30 cm.

S=15.00 cm

Exigencias de la norma E.060

$S = 8d_b = 8 * 1.91 = 15.28 \text{ cm}$

$S = 24d_e = 24 * 0.95 = 22.8 \text{ cm}$

$S = d/4 = 69/4 = 17.25 \text{ cm}$

$S = 30.00 \text{ cm}$

$S = 15.00 \text{ cm}$ zona confinada = $2H = 1.50 \text{ cm}$

Zona no confinada $S_o = d/2 = 69/2 = 34.50 \text{ cm}$

$S = 25 \text{ cm}$ en zona no confinada

Distribución de estribos

1@0.05, 10@0.15 resto@0.25 C/Extremo

11.2.3. Diseño de Viga Peralzada Interior

Se tomó como ejemplo de diseño de una viga peraltada de 50x80 ubicada en Piso 5 (ETIQUETA B15).

Viga analizada B15 50x80

Los datos de la viga para el diseño son los siguientes:

$b_w=50\text{cm}$, $h=80\text{cm}$

$d=74\text{ cm}$ (1 capa),

$f'_c=350\text{kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Se muestra, para cada tipo de fuerzas, la envolvente de las combinaciones de cargas:

Figura 57 Resultados de Momentos y Cortantes actuantes

Diagrama envolvente de momento flector tonf.m (DMF):

Figura 58 Envolvente de Momento Flector

Diagrama envolvente de fuerza cortante tonf (DFV):

Figura 59 Envolvente de Cortantes

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se halló primero la cantidad de acero mínimo y máximo para una viga peraltada de 35x75.

Ecuación 50 Cálculo del acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 50 * 74 = \mathbf{12.33 \text{ cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.85 * B1 \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \mathbf{0.0354}$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 * 0.028 = \mathbf{0.0266}$$

Ecuación 51 Cálculo del acero máximo

$$A_{smax.} = \rho * bw * d$$

$$A_{smax} = 0.0266 * 50 * 74 = \mathbf{98.28cm^2}$$

Se procede a diseñar la viga por tercios

Tabla 75 Cálculo del acero en flexión

CÁLCULO DE ACERO EN FLEXIÓN											
TERCIO IZQUIERDO				TERCIO CENTRAL				TERCIO DERECHO			
MU(-)	54.8	MU(+)	38.5	MU(-)	3.5	MU(+)	46.3	MU(-)	111.4	MU(+)	45.6
As(-) cm2	21.77	As(+) cm2	15.29	As(-) cm2	12.33	As(+) cm2	18.39	As(-) cm2	44.25	As(+) cm2	18.11
ρ_{min}	0.0033	ρ_{min}	0.0033	ρ_{min}	0.0033	ρ_{min}	0.0033	ρ_{min}	0.0033	ρ_{min}	0.0033
$\rho_{req.}$	0.0059	$\rho_{req.}$	0.0041	$\rho_{req.}$	0.0033	$\rho_{req.}$	0.0050	$\rho_{req.}$	0.0120	$\rho_{req.}$	0.0049

Cálculo de momento último de la sección.

Ecuación 52 Momento último de la sección

$$M_u = \phi A_s(-) * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi A_s(+) * f_y (d - d')$$

Tabla 76 Momento último de la sección

MU1 izqui	94.398	Tonf-m
MU2 cent.	78.670	Tonf-m
MU3 derch	148.736	Tonf-m

COMPARANDO CON EL PROGRAMA ETBAS 2017

Momentos flectores usados para el diseño de Acero requerido:

Tabla 77 Momentos flectores en la viga

Flexural Design Moment, M_u						
	End-I Design M_u tonf-m	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u tonf-m	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u tonf-m	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	-54.795	45	-27.847	690	-111.386	920
Combo	ENVOLVENTE		ENVOLVENTE		ENVOLVENTE	
Bot (-2 Axis)	39.497	230	46.129	368	55.693	920
Combo	ENVOLVENTE		ENVOLVENTE		ENVOLVENTE	

Área de acero requerido según Etabs:

Figura 60 Acero requerido

	20.23	13.49	42.68	9.47	5.36	14.85
	14.46	16.94	20.57	9.30	3.68	7.38

Viga en análisis B15 Piso 5

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}						
	End-I Rebar Area cm^2	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm^2	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm^2	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	20.23	0.51	13.49	0.34	42.68	1.07
Bot (-2 Axis)	14.46	0.36	16.94	0.42	20.57	0.51

Comparación de Verificación Manual vs ETABS:

	ETABS		
	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
As (-)	20.23	13.49	42.68
As (+)	14.46	16.94	20.57

	VERIFICACION MANUAL		
	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
As (-)	21.77	12.33	44.25
As (+)	15.29	18.39	18.11

Según las tablas mostradas, la verificación hecha con hojas de cálculo se asemeja mucho al diseño realizado por el programa ETABS en la parte central y en el acero Negativo, pero en el acero positivo en los extremos existe una diferencia considerable.

Según los valores de las tablas presentadas, se puede concluir que el acero a colocar en la viga será el siguiente:

- Negativo izquierda = 5 varillas de 1"
- Negativo central = 3 varillas de 1"
- Negativo Derecha = 9 varillas de 1"
- Positivo Izquierda = 3 varillas de 1"
- Positivo central = 4 varillas de 1"
- Positivo derecha = 4 varillas de 1"

Diseño por corte

V_u a “d” de la cara de apoyo se asume el mayor

$$V_u = V_u \text{ isostático} + \frac{M_n \text{ Izquierdo} + M_n \text{ Derecho}}{L_n}$$

$$V_u = 48.14 + \frac{54.8 + 111.4}{9.20} \text{ tonf}$$

$$\mathbf{V_u = 66.21 \text{ tonf.}}$$

Resistencia por corte del concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 50 * 74 = \mathbf{36.69 \text{ tonf}}$$

La resistencia al corte absorbida por el concreto es menor que la resistencia requerida ó cortante actuante, por lo que se necesitó la resistencia al corte del acero.

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

$$V_s = \frac{66.21}{0.85} - 36.69 = \mathbf{41.20 \text{ tonf}}$$

$$V_{smax} = \phi 2.1\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 41.20 \text{ tonf} < V_{smax} = 0.85 * 2.1 * \sqrt{280} * 50 * 74 * \frac{1}{1000} \\ = \mathbf{123.56 \text{ tonf ok CUMPLE}}$$

Refuerzo transversal requerido por corte

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{S} \quad S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{F_y * d} = \frac{41.20}{4.20 * 74} = \mathbf{0.1326 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

Considerando un estribo de 1/2" tendremos

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{2.58 * 4.2 * 74}{41.20} = \mathbf{19.46 \text{ cm}}$$

La norma E-030 diseño sismo resistente recomienda que el espaciamiento máximo en zona confinada debe ser máximo:

Utilizando estribos de 1/2" $A_v = 2.58 \text{ cm}^2$

- El 1er estribo a 5 cm de la cara de apoyo.
- 0.25 veces el peralte efectivo de la viga. $74 / 4 = 18.50 \text{ cm}$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o 20.32 cm
- 24 veces el diámetro del estribo. $= 24 * 1.27 = 30.48 \text{ cm}$
- Menor o igual a 30 cm.

S=15 cm

Exigencias de la norma E.060

$$S = 8d_b = 8 * 1.91 = 15.28 \text{ cm}$$

$$S = 24d_e = 24 * 0.95 = 22.8 \text{ cm}$$

$$S = d/4 = 74/4 = 18.50 \text{ cm}$$

$$S = 30.00 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm zona confinada} = 2H = 1.60 \text{ cm}$$

$$\text{Zona no confinada } S_o = d/2 = 74/2 = 37 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm en zona no confinada}$$

Distribución de estribos

1 Estribo Ø1/2" ; 1@0.05, 11@0.15 resto@0.25 C/Extremo

11.3. Diseño de Columna

Las columnas son elementos verticales que soportan cargas de gravedad, principalmente y de sismo.

Para el diseño de columnas se consideró las fuerzas axiales y momentos flectores simultáneamente haciendo un diagrama de interacción de cargas con las cinco combinaciones.

11.3.1. Diseño por Flexo Compresión

El diseño por flexo compresión se hizo con las cargas amplificadas mediante las distintas combinaciones de diseño

Ecuación 53 Combinaciones de carga para Carga Ultima

$$\begin{aligned} &1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\ &1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\ &0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \end{aligned}$$

Se deberá construir un diagrama de interacción para cada columna considerando la carga axial y el momento flector últimos según su sección transversal y cantidad de distribución de acero vertical colocado, por temas ilustrativos se hará un ejemplo de diseño de la columna C-02 ubicada en el eje 1-B.

Se debe tener en cuenta que la cuantía mínima es 1% y que la cuantía estimada para dibujar el diagrama de interacciones para este ejemplo está bordeando el 2% de acero.

11.3.2. Diseño por corte

El diseño por corte se considera la cortante V_u a partir de las resistencias nominales (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento junto con una carga axial última P_u .

La cortante última se halló con la siguiente fórmula

Ecuación 54 Cálculo del cortante último

$$V_u = \frac{M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}}{L_n}$$

La resistencia del concreto por corte se da con la siguiente fórmula:

Ecuación 55 Resistencia al corte del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right)$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

La contribución del acero está dada por la siguiente formula:

Ecuación 56 Resistencia al corte del acero

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

Por lo tanto, se debe cumplir lo siguiente

Ecuación 57 Verificación de Cortante último

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

11.3.3. Separación de estribos

La disposición de estribos para un sistema de muros estructurales es la siguiente:

- El diámetro de los estribos será de 8mm para diámetros de barras longitudinales menores a 3/8", 3/8" para diámetros de 3/8" hasta 1" y 1/2" para diámetros mayores a 1".

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual a:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- Menor o igual a 10cm. (Por lo general siempre rige esta condición)

La longitud de confinamiento será de:

- H/6 de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- Mayor o igual a 50cm.

11.3.4. Diseño de columna C-1 eje F

Se toma como ejemplo de diseño la columna C-02 de sección rectangular con área de $75 \times 90 = 6,750 \text{ cm}^2$ ubicada en el encuentro del eje 1 y eje F.

a) Diseño por flexo compresión

Para el diseño por flexo compresión se tomó las combinaciones por carga axial y momento flector en ambas direcciones de la columna en primer nivel (Donde los esfuerzos internos de los elementos se encontraron ser predominante).

Tabla 78 Combinaciones de esfuerzos de flexocompresión para la columna c-02

COMB.	PU	M3-3	M2-2
1.4CM + 1.7CV	1465.67	2223.47	1664.46
1.25(CM+CV) ± CS	1485.58	3074.09	4773.15
0.90CM ± CS	1756.3	3786.98	5125.53

Unidades en Toneladas y centímetros (Pu = Ton, M= Ton-cm)

Ecuación 58 Acero mínimo en columna

$$A_{smin} = 2\% = 0.020 * 6,750 = 135 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero asignado es suficiente para soportar la máxima combinación de carga axial en la columna, por lo que se presenta la siguiente distribución de acero.

Ecuación 59 Acero en Columna

$$A_s = 28 \text{ } \varnothing 1" = 142.8 \text{ cm}^2 \text{ (Aproximadamente)}$$

Según esta disposición de acero en la columna y con una resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ se construye el diagrama de interacción en ambas direcciones.

Diagrama de interacción en la dirección X

Figura 61 Diagrama de Interacciones Y-Y

Dirección Y

Figura 62 Diagrama de Interacciones X-X

Según el diagrama de interacción mostrado, la columna está correctamente diseñada empleando el refuerzo propuesto, ya que todos los puntos críticos de las combinaciones de cargas están dentro del área del diagrama de interacción.

b) Diseño por corte

La fuerza cortante de diseño está asociada a la carga axial que da el mayor momento nominal posible. En el diagrama de interacción siguiente se exponen las curvas de diseño (ΦM_n) y nominal (M_n), conjuntamente con los puntos (M_u ; P_u).

Figura 63 Diagrama de Interacciones Nominal y Minorado en X-X

Figura 64 Diagrama de Interacciones Nominal y Minorado en Y-Y

De la gráfica tenemos el mayor momento nominal 3-3 es de 420.50 tonf-m y el mayor momento nominal 2-2 es de 515.99 tonf-m por lo tanto la fuerza cortante última es:

Ecuación 60 Cálculo del cortante último

$$V_u = \frac{420.50 + 515.99}{3.75} = 249.73 \text{ tonf}$$

La fuerza cortante por capacidad del concreto es:

Ecuación 61 Fórmula del Cortante del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right)$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

Ecuación 62 Cálculo del cortante del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{420} * 90 * 67.5 * \left(1 + \frac{2675.84 * 1000}{140 * 75 * 90}\right) = 252.82 \text{ tonf}$$

La fuerza cortante que debe asumir el acero es:

Ecuación 63 Fórmula del cortante del acero

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

Ecuación 64 Cálculo del cortante del acero

$$V_s = \frac{252.82}{0.85} - 257.91 = 35.52 \text{ tonf}$$

Trabajaran 7 estribos de 1/2" por lo que el área es:

Ecuación 65 Acero vertical

$$A_v = 5 * 1.29 = 6.45 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos es el siguiente:

Ecuación 66 Fórmula del espaciamiento S

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

Ecuación 67 Cálculo del espaciamiento S de los estribos

$$S = \frac{6.45 * 4.20 * 67.5}{35.52} = 51 \text{ cm}$$

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual a:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro. = $1.29 * 8 = 10.32 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna. = $75/2 = 37.5 \text{ cm}$.
- Menor o igual a **10.32 cm.**

La longitud de confinamiento será de:

- $L/6$ de la luz libre de la columna = $3.75 / 6 = 0.625 \text{ m}$
- **La mayor dimensión de la sección transversal de la columna. = 90 cm**
- Mayor o igual a 50cm.

El espaciamiento de los estribos según Norma E.060 21.4.5.3 es más conservador del obtenido por las fuerzas resistentes según fórmula, por lo que la distribución de estribos es la siguiente:

$\emptyset 1/2"$: 1@0.05, 9 @0.10 , Resto@0.20

La disposición final del acero en la columna C-01 será de la siguiente manera:

Figura 65 Distribución del refuerzo en columna

11.4. Diseño del núcleo rígido central

Los muros estructurales son elementos verticales que soportan cargas de gravedad, principalmente y de sismo.

Para el diseño de los muros se consideró las fuerzas axiales y momentos flectores simultáneamente haciendo un diagrama de interacción de cargas con las cinco combinaciones.

11.4.1. Diseño por flexo compresión

El diseño a flexo-compresión de los muros estructurales sometidos a una combinación de carga axial y flexión, se determinó en función a lo dispuesto en el índice 21.9.6 de la Norma E.060.

Las combinaciones de carga usadas para ubicar los puntos dentro del diagrama de interacción son los siguientes:

Ecuación 68 Combinaciones de carga para Resistencia Última

$$\begin{aligned} &1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\ &1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\ &0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \end{aligned}$$

Para muros complejos se deberá separar el muro en piezas simples considerando las longitudes de las alas que recomienda la norma. Para cada muro se debe construir un diagrama de interacción considerando la carga axial y el momento flector últimos según su sección transversal y cantidad de distribución de acero vertical colocado, por temas ilustrativos se hará un ejemplo de diseño de la placa central (PLACA 3) mostrada en la siguiente imagen.

11.4.2. Elementos de borde

El capítulo 21.9.7.5 de la Norma E.060, establece que debería contener elementos de borde los muros de concreto armado cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos del sismo, se exceda en un 20% de la resistencia a la compresión axial del concreto (f'_c). Teniendo ello en cuenta, se realizó la identificación de los muros que requieran elementos de borde mediante el cálculo del esfuerzo de compresión máximo expresado como:

Ecuación 69 Esfuerzo de compresión máximo

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * Y_c}{I}$$

Siendo:

$\sigma_{\max}$: Esfuerzo de compresión máximo.

P_u : Carga axial amplificada.

M_u : Momento flector amplificado.

y_c : Centro de gravedad del elemento.

I : Momento de inercia en la dirección de análisis.

11.4.3. Ala efectiva del muro

El acápite 21.9.6.3 de La norma E.060 indica que para el diseño de muros que contentan alas, se debe considerar el ancho efectivo del muro perpendicular al muro en análisis, cuya longitud se calcula del menor valor entre el 10% de la altura total del muro o la mitad de la longitud del alma.

11.4.4. Diseño por corte

El diseño por corte se considera la cortante V_u a partir de las resistencias nominales (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento junto con una carga axial última P_u .

La cortante última de diseño se halló con la siguiente formula

Ecuación 70 Cortante último

$$V_u \text{ diseño} \geq V_u \frac{M_n}{M_u} ; \frac{M_n}{M_u} \leq R$$

La resistencia del concreto por corte se da con la siguiente formula:

Ecuación 71 Resistencia al cortante proporcionado por el concreto

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d ; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f'_c \quad V_c = 0 ; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} < 0.1 f'_c$$

Donde:

t: Espesor del muro

d: 80% Longitud del muro

A_g : Área del muro

P_u : Carga axial ultima

La contribución del acero está dada por la siguiente fórmula:

Ecuación 72 Calculo del cortante de Acero

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

Por lo tanto, se debe cumplir lo siguiente

Ecuación 73 Verificación del cortante ultimo

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

Además, se especifica un límite para el valor de $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión:

Ecuación 74 Formula del cortante nominal maximo

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} * t * d$$

Así mismo, según la norma E.060 acápite 11.10.5 la fuerza máxima cortante que asume el concreto no debe exceder la determina la siguiente expresión:

Ecuación 75 Cortante máximo del Concreto

$$V_c - \max = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

De igual manera la norma E.060 acápite 11.5.7.9 limita la resistencia máxima del acero con la siguiente expresión:

Ecuación 76 Cortante máximo del Acero

$$V_s - \max = 2.1b_w d \sqrt{f'_c}$$

11.4.5. Separación de estribos

La disposición de estribos para un sistema de muros estructurales es la siguiente:

- El diámetro de los estribos será de 8mm para diámetros de barras longitudinales menores a 3/8", 3/8" para diámetros de 3/8" hasta 1" y 1/2" para diámetros mayores a 1".

El espaciamiento en la zona de confinamiento será menor o igual a:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- Menor o igual a 10cm. (Por lo general siempre rige esta condición)

La longitud de confinamiento será de:

- $H/6$ de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- Mayor o igual a 50cm.

11.4.6. Diseño de Placa 3

Figura 66 Vista en planta típica

Nota: Elaboración propia

c) División de muro estructural

Debido a que la placa 3 es una placa asimétrica, se procede a dividirla en 4 partes para lograr un diseño independiente por tramo en X e Y de manera que se obtengan resultados más seguros por tramo.

Separación en X-X:

Figura 67 Longitud efectiva sentido X-X.

Nota: Elaboración Propia

Separación en Y-Y:

Figura 68 Longitud efectiva sentido Y-Y.

Nota: Elaboración Propia

d) Verificación requerimiento de elementos de borde

Tabla 79 Verificación en los elementos de borde

Dirección X-X								¿REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE?
Muro	P (ton)	A (cm ²)	M (ton-m)	Y _c (cm)	I (cm ⁴)	σ _{ci} (kg/cm ²)	0.2f' _c (kg/cm ²)	
PLACA 3.1	7602.7	43596.7	3667.95	310	1193559018	183.913724	130	SI
PLACA 3.2	9378.28	54600	3766.58	310	1196860000	181.519229	130	SI
PLACA 3.3	6163.25	68600	3605.45	310	1397806667	97.839318	130	NO REQUIERE
Dirección Y-Y								¿REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE?
Muro	P	A	M	Y _c	I	σ _{ci}	0.2f' _c	
PLACA 3.4	6163.26	58800	5371.51	490	4705960000	110.410339	130	NO REQUIERE

Nota: Elaboración propia

Del cuadro se puede deducir que los muros que no requieren elementos de borde son los 3.3 y 3.4.

Las dimensiones de los elementos de borde para los muros 3.2 y 3.1 se obtienen de la comparación entre la fuerza axial actuante y la resistente en cada elemento de borde, donde la resistente debe ser mayor a la actuante.

Con las siguientes expresiones se realizan los cálculos para las longitudes de borde y el acero vertical en cada elemento.

Ecuación 77 Ecuaciones para diseñar los elementos de borde

$$Ax_r \geq Ax_a$$

$$Ax_a = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L - b}$$

$$Ax_r = 0.7 * (0.8 * (0.85 * f'_c * (Ac - As) + As * fy))$$

Donde:

- Ax_r : Carga axial resistente.
- Ax_a : Carga axial actuante.
- P_u : Carga axial amplificada.
- M_u : Momento flector amplificado.
- Ac : Área de concreto de los elementos de borde.
- As : Área de acero utilizado en los elementos de borde.
- L : Longitud del muro.

Teniendo en cuenta las expresiones presentadas previamente, se realizan iteraciones para satisfacer lo establecido donde se obtienen los resultados de la siguiente tabla.

Tabla 80 Diseño de elementos de borde

Muro	L (cm)	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Axa	t	b	Acon	Cant	Ø	As	Axr	¿CUMPLE?
PLACA 3.1	620	7602.7	3667.95	3809.501	60	170	10200	32	1 3/8"	323.2	3816.0483	cumple
PLACA 3.2	620	9378.28	3766.58	4698.55645	60	220	13200	30	1 3/8"	303	4702.9878	cumple
PLACA 3.3	620	6163.25	3605.45	3087.95035	60	50	3000	15	1"	76.5	1084.4589	No cumple
PLACA 3.4	980	6163.26	5371.51	3087.28422	60	30	1800	20	1 3/8"	202	969.5252	No cumple

Nota: Elaboración Propia

De esta se concluye que las placa 3.1 y 3.2 necesita de un elemento de borde con las siguientes características:

-Placa 3.1: 60 cm x 170 cm con 32 varillas de acero de 1 3/8"

-Placa 3.2: 60 cm x 220 cm con 30 varillas de acero de 1 3/8"

Adicionalmente a esto como buena práctica se colocaron elementos de borde en las placas 3.3 y 3.4 para mejorar el diagrama de interacción se concentra una parte de las varillas en los elementos de borde con la finalidad de que el brazo de palanca interna de la sección del muro sea mayor y así optimizar la cantidad de acero colocado.

Conocido el refuerzo requerido en los elementos de borde y las dimensiones del mismo se procedió a realizar el diseño a flexo-compresión.

e) Diseño por flexo-compresión

Para el diseño por flexo compresión se tomó las combinaciones por carga axial y momento flector en ambas direcciones del muro estructural en primer nivel (Donde los esfuerzos internos de los elementos se encontraron ser predominante) los diagramas de interacción se obtuvieron mediante el uso del programa ETABS.

Tabla 81 Cálculo de Fuerzas internas para P3.1

			P	V2	V3	M2	M3
	Placa	Combinaciones	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PISO 1	P3.1	1.4CM+1.7 CV	-3256.4949	1.2195	82.0161	55.0818	2.7109
		1.25(CM+C V)+SX Max	-2427.7346	292.1938	95.5416	70.3376	3671.4473
		1.25(CM+C V)+SX Min	-3589.8731	-290.1559	56.953	32.2216	-3666.848
		1.25(CM+C V)-SX Max	-2427.7346	292.1938	95.5416	70.3376	3671.4473
		1.25(CM+C V)-SX Min	-3589.8731	-290.1559	56.953	32.2216	-3666.848
		1.25(CM+C V)+SY Max	-328.0092	42.2572	216.5754	319.8209	445.3516
		1.25(CM+C V)+SY Min	-7602.6876	-40.2193	-64.0808	-131.6455	-440.7523
		1.25(CM+C V)-SY Max	1585.0799	42.2572	216.5754	234.2048	445.3516
		1.25(CM+C V)-SY Min	-5689.5985	-40.2193	-64.0808	-217.2617	-440.7523
		0.9CM+SX Max	-1764.7748	291.6564	80.0765	60.1573	3670.3458
		0.9CM+SX Min	-2926.9133	-290.6933	41.4879	22.0414	-3667.9494
		0.9CM-SX Max	-1764.7748	291.6564	80.0765	60.1573	3670.3458
		0.9CM-SX Min	-2926.9133	-290.6933	41.4879	22.0414	-3667.9494
		0.9CM+SY Max	334.9506	41.7198	201.1103	309.6406	444.2501
		0.9CM+SY Min	-6939.7277	-40.7567	-79.5458	-141.8258	-441.8537
		0.9CM-SY Max	2248.0397	41.7198	201.1103	224.0245	444.2501
		0.9CM-SY Min	-5026.6387	-40.7567	-79.5458	-227.442	-441.8537

Tabla 82 Cálculo de Fuerzas internas para P3.2

			P	V2	V3	M2	M3
	Placa	Combinaciones	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PISO 1	P3.2	1.4CM+1.7 CV	-4163.6774	0.8649	-126.2815	-187.5191	1.6657
		1.25(CM+C V)+SX Max	-3127.4492	312.7232	-84.474	-94.6802	3766.5851
		1.25(CM+C V)+SX Min	-4524.3036	-311.4036	-149.6669	-245.5726	-3764.0174
		1.25(CM+C V)-SX Max	-3127.4492	312.7232	-84.474	-94.6802	3766.5851
		1.25(CM+C V)-SX Min	-4524.3036	-311.4036	-149.6669	-245.5726	-3764.0174
		1.25(CM+C V)+SY Max	1726.5251	35.2096	160.4075	1090.8991	341.9964
		1.25(CM+C V)+SY Min	-7062.6961	-33.89	-394.5484	-961.0696	-339.4287
		1.25(CM+C V)-SY Max	-589.0566	35.2096	160.4075	620.8167	341.9964
		1.25(CM+C V)-SY Min	-9378.2779	-33.89	-394.5484	-1431.152	-339.4287
		0.9CM+SX Max	-2222.9305	312.1721	-59.7808	-48.0633	3765.5605
		0.9CM+SX Min	-3619.7849	-311.9546	-124.9737	-198.9557	-3765.042
		0.9CM-SX Max	-2222.9305	312.1721	-59.7808	-48.0633	3765.5605
		0.9CM-SX Min	-3619.7849	-311.9546	-124.9737	-198.9557	-3765.042
		0.9CM+SY Max	2631.0438	34.6585	185.1007	1137.5161	340.9718
		0.9CM+SY Min	-6158.1775	-34.4411	-369.8552	-914.4527	-340.4532
		0.9CM-SY Max	315.462	34.6585	185.1007	667.4336	340.9718
		0.9CM-SY Min	-8473.7593	-34.4411	-369.8552	-1384.5351	-340.4532

Tabla 83 Cálculo de Fuerzas internas para P3.3

			P	V2	V3	M2	M3
	Placa	Combinaciones	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PISO 1	P3.3	1.4CM+1.7 CV	-5081.7311	-0.8348	50.0265	24.436	1.808
		1.25(CM+C V)+SX Max	-4296.5771	329.0422	87.6625	153.103	5371.508
		1.25(CM+C V)+SX Min	-5074.3402	-330.9004	4.853	-102.521	-5368.914
		1.25(CM+C V)-SX Max	-4306.6806	329.0422	87.6625	153.103	5371.508
		1.25(CM+C V)-SX Min	-5084.4437	-330.9004	4.853	-102.521	-5368.914
		1.25(CM+C V)+SY Max	-3846.5292	30.7202	471.572	1805.155	489.305
		1.25(CM+C V)+SY Min	-6163.2547	-32.5783	-379.0565	-1302.39	-486.711
		1.25(CM+C V)-SY Max	-3217.7662	30.7202	471.572	1352.972	489.305
		1.25(CM+C V)-SY Min	-5534.4916	-32.5783	-379.0565	-1754.572	-486.711
		0.9CM+SX Max	-3249.1074	328.7819	77.5512	155.385	5370.132
		0.9CM+SX Min	-4026.8705	-331.1607	-5.2584	-100.239	-5370.29
		0.9CM-SX Max	-3259.2109	328.7819	77.5512	155.385	5370.132
		0.9CM-SX Min	-4036.974	-331.1607	-5.2584	-100.239	-5370.29
		0.9CM+SY Max	-2799.0595	30.4599	461.4606	1807.436	487.929
		0.9CM+SY Min	-5115.785	-32.8386	-389.1678	-1300.108	-488.087
		0.9CM-SY Max	-2170.2965	30.4599	461.4606	1355.254	487.929
		0.9CM-SY Min	-4487.0219	-32.8386	-389.1678	-1752.291	-488.087

Tabla 84 Cálculo de Fuerzas internas para P3.4

			P	V2	V3	M2	M3
	Placa	Combinacione	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PISO 1	P3.4	1.4CM+1.7 CV	-4253.9386	8.4772	-0.0592	-0.1461	-402.5042
		1.25(CM+C V)+SX Max	-3590.5059	80.3297	35.0159	130.7952	464.006
		1.25(CM+C V)+SX Min	-4268.9689	-65.062	-35.1012	-131.0161	-1162.9859
		1.25(CM+C V)-SX Max	-3591.4639	80.3297	35.0159	130.7952	464.006
		1.25(CM+C V)-SX Min	-4269.9269	-65.062	-35.1012	-131.0161	-1162.9859
		1.25(CM+C V)+SY Max	-3631.6851	737.4361	3.0138	10.8399	11805.113
		1.25(CM+C V)+SY Min	-4139.675	-722.1684	-3.0991	-11.0608	-8638.0886
		1.25(CM+C V)-SY Max	-3720.7578	737.4361	3.0138	10.8399	7939.1088
		1.25(CM+C V)-SY Min	-4228.7477	-722.1684	-3.0991	-11.0608	-12504.093
		0.9CM+SX Max	-2723.8362	78.0851	35.0603	130.8909	606.1476
		0.9CM+SX Min	-3402.2991	-67.3066	-35.0568	-130.9203	-1020.8443
		0.9CM-SX Max	-2724.7942	78.0851	35.0603	130.8909	606.1476
		0.9CM-SX Min	-3403.2572	-67.3066	-35.0568	-130.9203	-1020.8443
		0.9CM+SY Max	-2765.0154	735.1915	3.0582	10.9357	11947.255
		0.9CM+SY Min	-3273.0053	-724.413	-3.0547	-10.9651	-8495.9471
		0.9CM-SY Max	-2854.0881	735.1915	3.0582	10.9357	8081.2503
		0.9CM-SY Min	-3362.078	-724.413	-3.0547	-10.9651	-12361.952

Diagrama de interacción de placas:

Placa 3.1:

Figura 69 Diagrama de Interacciones P3.1 Dirección X-X

Figura 70 Diagrama de Interacciones P3.1 Dirección Y-Y

Placa 3.2:

Figura 71 Diagrama de Interacciones P3.2 Dirección X-X

Figura 72 Diagrama de Interacciones P3.2 Dirección Y-Y

Placa 3.3:

Figura 73 Diagrama de Interacciones P3.3 Dirección X-X

Figura 74 Diagrama de Interacciones P3.3 Dirección Y-Y

Placa 3.4:

Figura 75 Diagrama de Interacciones P3.4 Dirección X-X

Figura 76 Diagrama de Interacciones P3.4 Dirección Y-Y

De los diagramas de interacción de todos los tramos de la placa se puede confirmar que el diseño por flexo-compresión es correcto, los elementos de borde y las cantidades de acero asignadas satisfacen las cargas aplicadas a cada placa.

f) Diseño por corte

Características de las placas a diseñar por corte

Tabla 85 Características de la placa

PLACA 3.1			PLACA 3.2		
Vu	=	216.57 tonf	Vu	=	394.55 tonf
Me	=	3667.95 tonf-m	Me	=	3766.59 tonf-m
f'c	=	650 kg/cm2	f'c	=	650 kg/cm2
fy	=	4200 kg/cm2	fy	=	4200 kg/cm2
Pe	=	7602.69 Tonf	Pe	=	9378.28 Tonf
d	=	496 cm	d	=	496 cm
R	=	6	R	=	6
Area	=	43596.7 Cm2	Area	=	54600 Cm2

PLACA 3.3			PLACA 3.4		
Vu	=	516.2 tonf	Vu	=	516.21 tonf
Me	=	5370.29 tonf-m	Me	=	5371.51 tonf-m
f'c	=	650 kg/cm2	f'c	=	650 kg/cm2
fy	=	4200 kg/cm2	fy	=	4200 kg/cm2
Pe	=	5404.93 Tonf	Pe	=	6163.255 Tonf
d	=	496 cm	d	=	784 Cm
R	=	6	R	=	6
Area	=	68600 Cm2	Area	=	58800 Cm2

Con las características de cada placa se calcula la resistencia a la cortante del concreto y se verifica el máximo permitido:

Tabla 86 Resistencia al cortante del concreto

PLACA 3.1			PLACA 3.2		
Vc	=	402.13 ton	Vc	=	402.13 ton
ΦVc	=	341.81 ton	ΦVc	=	341.81 ton
Vc max	=	502.66 ton	Vc max	=	502.66 ton
CUMPLE			CUMPLE		

PLACA 3.3			PLACA 3.4		
Vc	=	536.17 ton	Vc	=	635.62 ton
ΦVc	=	455.75 ton	ΦVc	=	540.28 ton
Vc max	=	670.22 ton	Vc max	=	794.53 ton
CUMPLE			CUMPLE		

De acuerdo a la norma E.060 acápite 21.9.5.3 se debe calcular la fuerza cortante de diseño en los muros, la cual se debe ajustar a la capacidad instalada en flexión.

Fuerza cortante de diseño para las placas:

Tabla 87 Resistencia al cortante del acero

PLACA 3.1				
Mn Etabs	=	10,035.36	ton	
Vu diseño	=	592.53	ton	
Vs	=	355.28	ton	
Vn	≤	1,972.71	ton	CUMPLE
Vs max	=	1,274.67	ton	CUMPLE

PLACA 3.2				
Mn Etabs	=	10,007.28	ton	
Vu diseño	=	1,048.26	ton	
Vs	=	891.44	ton	
Vn	≤	1,972.71	ton	CUMPLE
Vs max	=	1,274.67	ton	CUMPLE

PLACA 3.3				
Mn Etabs	=	14,265.35	ton	
Vu diseño	=	1,371.21	ton	
Vs	=	1,157.44	ton	
Vn	≤	2,630.28	ton	CUMPLE
Vs max	=	2,124.46	ton	CUMPLE

PLACA 3.4				
Mn Etabs	=	17,596.62	ton	
Vu diseño	=	1,449.20	ton	
Vs	=	1,449.20	ton	
Vn	≤	3,118.15	ton	CUMPLE
Vs max	=	2,518.51	ton	CUMPLE

Se procede a calcular la cuantía horizontal para las placas y a verificar las cuantías verticales en cada elemento:

$$V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f_y$$

Tabla 88 Calculo de la cuantía de acero

PLACA 3.1			
$\rho_h = 0.00227$	Ph colocado	0.002867	Vs para cuantia colocada = 447.888 Cumple con Vs max
$\rho_v = 0.00285$			
Ash = 13.644 cm ²	HORIZONTAL	2 varillas de 1/2" @ 15cm	
Asv = 17.085 cm ²	VERTICAL	2 varillas de 1/2" @ 15cm	

PLACA 3.2			
$\rho_h = 0.00571$	Ph colocado	0.006633	Vs para cuantia colocada = 1036.39 Cumple con Vs max
$\rho_v = 0.00642$			
Ash = 34.233 cm ²	HORIZONTAL	3 varillas de 5/8" @ 15cm	
Asv = 38.500 cm ²	VERTICAL	3 varillas de 5/8" @ 15cm	

PLACA 3.3			
$\rho_h = 0.00556$	Ph colocado	0.00597	Vs para cuantia colocada = 1243.67 Cumple con Vs max
$\rho_v = 0.00579$			
Ash = 44.448 cm ²	HORIZONTAL	3 varillas de 5/8" @ 12.5cm	
Asv = 46.305 cm ²	VERTICAL	3 varillas de 5/8" @ 12.5cm	

PLACA 3.4			
$\rho_h = 0.00587$	Ph colocado	0.006633	Vs para cuantia colocada = 1638.17 Cumple con Vs max
$\rho_v = 0.00688$			
Ash = 35.209 cm ²	HORIZONTAL	3 varillas de 5/8" @ 15cm	
Asv = 41.255 cm ²	VERTICAL	3 varillas de 3/4" @ 15cm

12. Conclusiones

- Luego de comparar los resultados de la modelación y análisis de los sistemas estructurales aporticado, de placas perimetrales y de núcleo rígido central, se concluye que, si bien los dos últimos sistemas estructurales presentan un buen control de deformaciones, el sistema más óptimo resulta ser el núcleo rígido central debido a los requerimientos arquitectónicos dispuestos en los capítulos 6.2 y 6.3 de la presente investigación.
- Para el diseño de losas postensadas no adheridas, deben tomarse en cuenta las recomendaciones presentadas por el ACI 318 en su capítulo 18.
- Las recomendaciones principales, expuestas por el ACI 318, para garantizar la ductilidad y evitar la ruptura del cable de postensado, son: Limitar la cuantía del cable de manera que este no aporte más del 25% del Momento Nominal de la banda, limitar el esfuerzo de precompresión definido como P/A en el capítulo 10.1.1.5, poseer una deformación unitaria máxima de 1% y limitar la colocación del cable adherido en el tercio central en las zonas de rótula plástica (nudos).
- El peso de la losa adquiere gran relevancia en la fuerza sísmica a la que la edificación está sometida, por lo que el uso de una losa aligerada disminuye significativamente el peso total de la estructura, la fuerza de la cortante basal y los desplazamientos relativos de entrepisos.
- Según el programa ADAPT, la losa postensada de 3 tramos requiere 17 tendones para poder resistir el 60% de la Carga Muerta. Este valor es el mismo obtenido del método manual, ya que ambos procedimientos se basan en lo estipulado por el ACI 318.
- La viga peraltada interior B – 15, presenta sus mayores esfuerzos cerca a los apoyos, requiriendo en estos una gran concentración de refuerzo. Tenemos una cuantía de $A_s = 20.23 \text{ cm}^2$ en momento negativo vs $A_s = 16.94 \text{ cm}^2$ de refuerzo requerido para momentos positivos.
- Para el diseño de la viga peraltada interior B – 15, los resultados manuales difieren de los resultados obtenidos por el programa ETABs en un 3.00%.
- La cuantía colocada en las columnas es equivalente a 142.8 cm^2 lo cual representa el 2.1 % de la sección de la columna.
- La cuantía colocada en las placas es equivalente a 2367 cm^2 lo cual representa el 1.4% de la sección de la placa.
- La resistencia nominal del cortante del concreto en las placas V_c es de 402 ton en promedio y representa el 33% del cortante nominal V_n .
- En edificios altos, el ratio de carga (1 ton/m^2) que se utiliza en general para calcular el predimensionamiento de los elementos resistentes verticales como columnas y placas, incrementa en un 20% debido a la necesidad de una mayor cantidad o área de elementos para un mismo nivel.

13. Recomendaciones

- El time-lapse elaborado en el primer capítulo de la presente investigación, denota que conforme avance el tiempo y aumenta la población, las demandas arquitectónicas de los edificios incrementan tanto en altura como en luz libre, requiriendo nuevas soluciones para la estructuración de los edificios.
- Según las figuras 3 y 4 del capítulo 1, es posible identificar lo inferiores que nos encontramos de acuerdo al resto de países de Sudamérica en la construcción de edificios altos, pero, a su vez, es notoria la tendencia (de todos los países) a seguir creciendo y renovándose continuamente.
- Es necesario precisar que, según la estadística de los edificios más altos en Monterrey, éstos, en su mayoría, son de uso corporativo o múltiple, requiriendo grandes espacios libres con el fin de tener una distribución flexible.
- Tener en cuenta que, el espectro de pseudo aceleraciones de la norma actual posee valores más altos para periodos y valores más bajos para los periodos largos respecto a la norma anterior.
- Es posible incrementar el número de pisos para una misma altura haciendo uso de losas postensadas debido a que estos elementos disminuyen el peralte efectivo.
- Es posible disminuir el valor del Fse (Resistencia efectiva de los tendones) para poder garantizar tanto ductilidad como resistencia ante cargas sísmicas.
- Es necesario evaluar la deformación unitaria de los tendones en los nudos, y cerciorarse que esta no exceda el 3%, valor de la deformación mínima de rotura para el acero de los tendones.
- Para incrementar la confianza en el análisis estructural resultante del programa ETABS, se comprueban los valores otorgados por las cargas de gravedad haciendo un Metrado de cargas de manera manual y comparando las fuerzas resultantes de ambos análisis.
- El diseño de los tendones de postensado en bandas postensadas debe regirse al menor momento actuante en toda la longitud del elemento, para cumplir en todo el tramo con la limitación de aportar en un máximo del 25% del Momento Nominal de la banda.
- Para obtener los diagramas de interacción de las placas, es recomendable asignarle al conjunto placas, un PIER determinado con el fin de que el programa tome al conjunto de placas como un solo elemento. Esto nos otorgará resultados más confiables en el diseño de placas.
- La rigidez del edificio afectará los modos de vibración del edificio. Una rigidez similar en ambos sentidos evitará la torsión como primer o segundo modo de vibración.
- Se recomienda hacer el diseño de la placa en el sentido en que actúe la mayor combinación de carga, de esta manera se asegura el diseño para el sentido que no sea crítico.

14. Bibliografía

- Rascacielos históricos de Lima (07 de Abril de 2010) <http://blog.pucp.edu.pe/blog/juanluisorrego/2010/04/07/rascacielos-historicos-de-lima/>
- Post-Tensioning Institute, PTI, (2006), Post-Tensioning Manual Sixth Edition, USA.
- Antonio Blanco Blasco, ABB, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima, Perú, Capítulo de Ingeniería Civil y Consejo Departamental de Lima.
- Enrique Bazan Zurita, Roberto Meli Piralla, EBZ, RMP, Manual de Diseño Sísmico de Edificios, Limusa.
- Antoine E. Naaman, AEN, Prestressed Concrete Analysis and Design, USA, Techno Press 3000.
- Michael Willford, Andrew Whittaker, Ron Klemencic, MW, AW, RK, (2008), Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings, USA.
- Jaramillo Rivera, R. and Riveros Pedraza, C. (2011). Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de Quetame. Tesis de Grado. Pontificia Universidad Javeriana.
- Peralta Alvarez, M. (2012). Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha. Tesina de Máster. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Maldonado Tapia, R. (2012). Sensibilidad y Seguridad de estructuras de Hormigón en régimen no lineal. Tesina de Máster. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Cóceres, H. Moller, O. Rubistein M. (2003) Análisis Dinámico no lineal de estructuras espaciales sismorresistentes de pisos múltiples. Universidad Nacional del Nordeste.
- Falconer, D.W. (1988) "Tips for Post-Tensioning," Concrete International , V., 10 No. 2.
- ACI Committee 318. (2014) "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- "PTI DC20.9-11: "Guide for Design of Post-Tensioned Buildings," Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, (2011)
- Aalami, B.O., and Barth, F.G., Restraint Cracks and their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures, Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, (1988)
- The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), (2010). Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings, V. 1.0
- FIP commission on Practical Design, Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts. (1999). London: SETO.
- MPA The Concrete Centre,(2008) Post-Tensioned Concrete Floors. United Kingdom.

- Naaman, A. (1982). Prestressed concrete analysis and design. New York: McGraw-Hill.
- Collins, M. and Mitchell, D. (1991). Prestressed concrete structures. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall.
- Willford, M, Whittaker A and Klemencic, Ron. (2008). Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings.
- Chan, H.C and Kuan, J.S (1989a,1989b), “Elastic design charts for stiffened coupled shear walls”

15. Anexos

Anexo 1: Detalle de Armado de Placa

Página 172

Página 173

Anexo 4: Metrado de Cargas de las Vigas Peralgadas Interiores

Metrado de Cargas para Viga Peralta Interior

VIGAS	VIGA 50X80	
BxH	0.5	0.8
CANTIDAD	1	
P.ESPECIFICO	2400	
LONGITUD	8.15	
TOTAL	7824	
	7.824	

LOSAS	LOSAS ALIGERADAS
ACABADOS Y TABIQUES	250
P.PROPIO	350
ANCHO TRIBUTARIO	78.845
TOTAL	47307.00
	4.731

LOSAS	LOSAS ALIGERADAS
CARGA VIVA	250
ANCHO TRIBUTARIO	78.845
TOTAL	19711.25
	1.971

Metrado de carga CM	1.54	ton/m
---------------------	------	-------

Metrado según Etabs CM	1.58	ton/m
------------------------	------	-------

Anexo 5: Cargas de la Viga Peralta Interior según ETABS

Anexo 6: Modos de vibración y participación de masa

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	3.742	0.0019	0.5362	0.0000	0.3549	0.0008	0.0657
Modal	2	3.179	0.0597	0.0552	0.0000	0.0404	0.0271	0.5564
Modal	3	2.724	0.6035	0.0011	0.0000	0.0009	0.2821	0.0591
Modal	4	0.998	0.0145	0.0197	0.0000	0.0175	0.0270	0.1057
Modal	5	0.851	0.1262	0.0223	0.0000	0.0200	0.2165	0.0052
Modal	6	0.801	0.0086	0.1517	0.0000	0.1376	0.0144	0.0242
Modal	7	0.491	0.0095	0.0033	0.0000	0.0046	0.0116	0.0460
Modal	8	0.422	0.0465	0.0015	0.0000	0.0020	0.0555	0.0090
Modal	9	0.36	0.0000	0.0000	0.3353	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	10	0.355	0.0000	0.0071	0.0014	0.0000	0.0001	0.0005
Modal	11	0.338	0.0001	0.0632	0.0000	0.1091	0.0002	0.0032
Modal	12	0.337	0.0004	0.0006	0.0000	0.0011	0.0620	0.0000
Modal	13	0.324	0.0000	0.0000	0.0410	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	14	0.31	0.0004	0.0000	0.0001	0.0000	0.0006	0.0034
Modal	15	0.297	0.0081	0.0012	0.0000	0.0021	0.0135	0.0188
Modal	16	0.291	0.0001	0.0001	0.0000	0.0001	0.0006	0.0010
Modal	17	0.277	0.0000	0.0001	0.0001	0.0042	0.0000	0.0000
Modal	18	0.258	0.0238	0.0008	0.0000	0.0014	0.0456	0.0082
Modal	19	0.255	0.0000	0.0000	0.0035	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	20	0.254	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	21	0.234	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	22	0.23	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	23	0.23	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	24	0.229	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	25	0.229	0.0000	0.0000	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	26	0.229	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	27	0.229	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	28	0.227	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
Modal	29	0.219	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	30	0.214	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	31	0.214	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	32	0.214	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0001	0.0000
Modal	33	0.212	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	34	0.203	0.0061	0.0009	0.0000	0.0019	0.0109	0.0137
Modal	35	0.201	0.0000	0.0000	0.0502	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	36	0.197	0.0000	0.0000	0.0040	0.0000	0.0001	0.0000
Modal	37	0.196	0.0000	0.0346	0.0019	0.0595	0.0000	0.0017
Modal	38	0.195	0.0000	0.0003	0.1525	0.0005	0.0000	0.0000
Modal	39	0.194	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017	0.0000
Modal	40	0.194	0.0000	0.0005	0.0000	0.0017	0.0000	0.0000
Modal	41	0.194	0.0000	0.0006	0.0000	0.0016	0.0000	0.0000
Modal	42	0.193	0.0000	0.0000	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000

Modal	43	0.193	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	44	0.193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	45	0.193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	46	0.193	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	47	0.193	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	48	0.193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	49	0.193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	50	0.192	0.0000	0.0000	0.0061	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	51	0.192	0.0000	0.0000	0.0016	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	52	0.192	0.0000	0.0000	0.0357	0.0002	0.0000	0.0000
Modal	53	0.192	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	54	0.192	0.0000	0.0000	0.0030	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	55	0.192	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	56	0.192	0.0000	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	57	0.192	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	58	0.192	0.0000	0.0002	0.0197	0.0006	0.0000	0.0000
Modal	59	0.192	0.0000	0.0007	0.0970	0.0027	0.0000	0.0000
Modal	60	0.192	0.0000	0.0002	0.0282	0.0012	0.0000	0.0000
Modal	61	0.19	0.0000	0.0002	0.0040	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	62	0.189	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	63	0.187	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	64	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	65	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	66	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	67	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	68	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	69	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	70	0.183	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	71	0.182	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	72	0.182	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	73	0.182	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	74	0.182	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	75	0.182	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	76	0.182	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	77	0.182	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000
Modal	78	0.182	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	79	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000
Modal	80	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	81	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	82	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	83	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	84	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	85	0.181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	86	0.18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	87	0.18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	88	0.18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	89	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	90	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Modal	91	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	92	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	93	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	94	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	95	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	96	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	97	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	98	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	99	0.179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	100	0.178	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	101	0.178	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	102	0.178	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	103	0.178	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	104	0.178	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0033	0.0000
Modal	105	0.178	0.0000	0.0000	0.0022	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	106	0.177	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	107	0.177	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0004	0.0000
Modal	108	0.177	0.0000	0.0000	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	109	0.177	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000
Modal	110	0.177	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0001	0.0000
Modal	111	0.176	0.0101	0.0003	0.0001	0.0007	0.0082	0.0053
Modal	112	0.173	0.0040	0.0001	0.0001	0.0002	0.0250	0.0012
Modal	113	0.173	0.0000	0.0000	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	114	0.173	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000
Modal	115	0.169	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	116	0.168	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	117	0.168	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	118	0.167	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0000
Modal	119	0.167	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	120	0.167	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000