

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN SÍSMICA DEL REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL CON MUROS DE CONCRETO ARMADO CON
FINES DE AMPLIACIÓN DE LA CASA DE LA MUJER
FLORENCIA DE MORA CON LA NORMA E030-2018 EN EL
DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD.**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR:

**BACH. HUANCA LLAMO, JOSÉ CARLOS
BACH. TERRONES GALLEGOS, YERSON FRANCHESCO**

ASESOR: Mg. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada a Dios, ya que gracias a él he logrado concluir mi carrera y a mis padres, porque ellos siempre estuvieron a mi lado brindándome su apoyo y sus consejos para ser mejor persona.

José Huanca Llamo

Esta tesis está dedicada a todos mis seres amados, quienes, en conjunto, han sido el soporte perfecto para nunca decaer y siempre mantenerme firme en cada etapa del proceso del desarrollo de esta tesis.

Franchesco Terrones Gallegos

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra alma mater, por habernos brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera, así como a nuestro asesor y metodólogo que fueron de gran ayuda para esta tesis.

José Huanca y Franchesco Terrones

INDICE GENERAL

RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
INTRODUCCION	15
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.1. Descripción del problema	17
1.2. Formulación del problema	17
1.2.1. Problema principal	17
1.2.2. Problemas específicos	17
1.3. Objetivos	17
1.3.1. Objetivo General	17
1.3.2. Objetivos Específicos	18
1.4. Importancia y Justificación del Estudio	18
1.4.1. Conveniencia	18
1.4.2. Relevancia social	18
1.4.3. Implicancias prácticas y aporte	18
1.5. Limitaciones de la Investigación	18
1.5.1. Espacial	18
1.5.2. Temporal	19
1.6. Viabilidad de la Investigación	19
CAPITULO II: MARCO TEORICO	20
2.1. Antecedentes de la Investigación	20
2.2. Bases Teóricas	23
2.2.1. Norma E.060 Concreto armado	23
2.2.2. Norma E.030 Diseño sismorresistente	24
2.2.3. Norma ACI 318SR-14	25
2.3. Definiciones conceptuales	25
2.3.1. Zonificación	25
2.3.2. Perfiles de suelo	26
2.3.4. Parámetro de sitio (S, Tp y Tl)	27
2.3.5. Factor de amplificación sísmica (C)	27
2.3.6. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)	28

2.3.7. Sistemas estructurales	29
2.3.8. Categoría y sistemas estructurales	30
2.3.9. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)	30
2.3.10. Regularidad estructural	31
2.3.11. Estructuras regulares	31
2.3.12. Estructuras irregulares	31
2.3.13. Factores de irregularidad (I_a , I_p)	31
2.3.14. Categoría de la edificación e irregularidad	34
2.3.15. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R	35
2.3.16. Análisis estructural	35
2.3.17. Modelos para el análisis	35
2.3.18. Estimación del peso	35
2.3.19. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes	36
2.3.20. Análisis dinámico modal espectral	36
2.3.21. Aceleración espectral	37
2.3.22. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad	37
2.3.23. Desplazamientos laterales relativos admisibles	37
2.3.24. Redundancia	37
2.3.25. Fuerza Cortante Mínima	38
2.3.26. Evaluación, reparación y reforzamiento de estructuras	38
2.3.27. Análisis y diseño – consideraciones generales	38
2.3.28. Cargas	39
2.3.29. Métodos de análisis	39
2.3.30. Módulo de elasticidad y módulo de corte	39
2.3.31. Columnas	40
2.3.32. Disposiciones para losas nervadas	40
2.3.33. Requisitos de resistencia y de servicio	41
2.3.34. Resistencia requerida	41
2.3.35. Resistencia de diseño	42
2.3.36. Refuerzo por cambios volumétricos	42
2.3.37. Espaciamiento máximo del refuerzo	43
2.3.38. Flexión y carga axial	43
2.3.39. Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión	43

2.3.40. Análisis y diseño de secciones en flexión	44
2.3.41. Falla de tracción, compresión y balanceada	44
2.3.42. Cuantía del acero en tracción.	45
2.3.43. Cortante y torsión	46
2.3.44. Resistencia al cortante proporcionada por el concreto	47
2.3.45. Diseño del refuerzo para cortante	47
2.3.46. Disposiciones especiales para muros	47
2.3.47. Diseño de refuerzo para cortante en muros	48
2.3.48. Elemento en flexión (Vigas)	48
2.3.49. Elementos en flexocompresion (Columnas)	49
2.3.50. Muros estructurales de concreto reforzado	51
2.3.51. Refuerzo distribuido vertical y horizontal de muros	51
2.3.52. Resistencia al cortante en el plano del muro	52
2.3.53. Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado	52
2.3.54. Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes	55
2.3.55. Vigas en la cimentación	55
2.4. Definición de términos básicos	56
CAPITULO III: SISTEMA DE HIPOTESIS	58
3.1. Hipotesis	58
3.1.1. Hipótesis general.	58
3.1.2. Hipótesis específicas.	58
3.2. Definición conceptual de variables	58
3.2.1. Variable Independiente	58
3.2.2. Variable Dependiente	58
3.3. Operación de variables	59
CAPITULO IV: METODOLOGIA	60
4.1. Tipo de Investigación	60
4.2. Enfoque de Investigación	60
4.3. Nivel de Investigación	60
4.4. Diseño de Investigación	60
4.6. Población y Muestra	60
4.7. Técnicas de Recolección de Datos	60
4.7.1. Descripción de los instrumentos	60

4.7.2. Validez y confiabilidad de instrumentos	61
4.8. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	61
CAPITULO V: EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	62
5.1. Análisis Sísmico de la Estructura Existente	62
5.1.1. Cargas de servicio y sección de elementos estructurales	62
5.1.2. Modelamiento y análisis modal	64
5.1.3. Parámetros Sísmicos	65
5.1.4. Análisis estático	65
5.1.5. Peso de la edificación	65
5.1.6. Análisis dinámico modal espectral	67
5.1.7. Desplazamientos laterales	68
CAPITULO VI: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	70
6.1. Análisis sísmico de la edificación ampliada	70
6.1.1. Cargas de servicio y sección de elementos estructurales	70
6.1.2. Modelamiento y análisis modal	70
6.1.3. Parámetros sísmicos	72
6.1.4. Análisis estático de la edificación ampliada	73
6.1.5. Peso de la edificación ampliada	73
6.1.6. Análisis modal espectral	74
CAPITULO VII: PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS	76
7.1. Desplazamientos laterales	76
7.2. Verificación de reducción (R_o)	77
7.3. Verificación de irregularidades – en altura	80
7.4. Verificación de irregularidades – en planta	83
7.5. Fuerza cortante mínima	85
7.6. Diseño del reforzamiento estructural de la estructura ampliada	86
7.6.1. Diseño de viga	86
7.6.2. Diseño de columna	99
7.6.3. Diseño de placa	106
7.6.4. Diseño de losa aligerada	115
7.6.5. Diseño de losa maciza	119
7.6.6. Diseño de losa de cimentación	123
7.6.7. Diseño de viga de cimentación	132

7.7. Discusión y contrastación de hipótesis	139
CONCLUSIONES	140
RECOMENDACIONES	141
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	142
ANEXOS	143
ANEXO I: MATRIZ DE CONSISTENCIA	144
ANEXO II: PLANO DE UBICACIÓN	145
ANEXO III: PLANO DE ARQUITECTURA EXISTENTE	146
ANEXO IV: PLANO DE ARQUITECTURA – PISOS AMPLIADOS	147
ANEXO V: PLANO DE ALIGERADO EXISTENTE	148
ANEXO VI: PLANO DE ALIGERADO – PISOS AMPLIADOS	149
ANEXO VII: PLANO DE MUROS DE CORTE	150
ANEXO VIII: PLANO DE CIMENTACION EXISTENTE	151
ANEXO IX: PLANO DE CIMENTACION REFORZADA	152

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de zonas sísmicas del Perú	25
Figura 2: Confinamiento de vigas	49
Figura 3: Confinamiento en columnas	51
Figura 4: Elementos de borde en muros	54
Figura 5: Modelo matemático de la estructura existente de 3 niveles	64
Figura 6: Espectro de diseño $R = 8$	68
Figura 7: Modelo matemático de la estructura ampliada y reforzada	70
Figura 8: Espectro de diseño $R = 6$	75
Figura 9: Vista en planta de la estructura reforzada - piso 4 y 5	86
Figura 10: DMF Y DFC para la viga (0.25x0.65) m	87
Figura 11: DMF y DFC para viga (0.25x0.35) m	89
Figura 12: Fuerza cortante a "d" de la cara para la viga (0.25x0.65) m	92
Figura 13: Fuerza cortante a "2h" de la cara para la viga (0.25x0.65) m	93
Figura 14: Fuerza cortante a "d" de la cara para la viga (0.25x0.35) m	95
Figura 15: Fuerza cortante a "2h" de la cara para la viga (0.25x0.35) m	96
Figura 16: Detalle de viga (0.25x0.65) m	97
Figura 17: Momento resistente viga (0.25x0.65) m	98
Figura 18: Columna G2A	101
Figura 19: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo X	102
Figura 20: Diagrama de interacción M22 vs P - sismo X	103
Figura 21: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo Y	103
Figura 22: Diagrama de interacción M22 vs P - sismo Y	104
Figura 23: Vista en planta de placa (e = 0.20 m)	106
Figura 24: DFC para la placa (e = 0.20 m)	106
Figura 25: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo X	109
Figura 26: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo Y	109
Figura 27: Diagrama M vs P	110
Figura 28: Detalle de placa (e = 0.20) m	114
Figura 29: Vista en planta de losa aligerada (e = 0.20) m	115
Figura 30: DMF para losa aligerada (e = 0.20) m	116
Figura 31: Vigüeta (0.10x0.20x0.40) m	116
Figura 32: Fuerza cortante a "d" de la cara para losa aligerada	118
Figura 33: Fuerza cortante a "d" del extremo de la cara de la losa aligerada	118
Figura 34: Detalle de losa aligerada (e = 0.20) m	119
Figura 35: Vista en planta de losa maciza (e = 0.20) m	120
Figura 36: DMF (+) de la franja en dirección X	120
Figura 37: DMF (-) de la franja en dirección X	121
Figura 38: Detalle de losa maciza (e = 0.20) m	123
Figura 39: Peralte de losa de cimentación	124
Figura 40: Vista en planta de losa de cimentación	124
Figura 41: Diagrama de presiones actuantes en losa de cimentación	125

Figura 42: Verificación por punzonamiento - losa de cimentación	126
Figura 43: Vista en planta de losa de cimentación con vigas de arriostre	126
Figura 44: verificación por punzonamiento - losa de cimentación con vigas de arriostre	127
Figura 45: Franjas de diseño para losa de cimentación	127
Figura 46: Numero de barras de acero superior en dirección Y	128
Figura 47: Numero de barras de acero inferior en dirección Y	129
Figura 48: Numero de barras de acero superior en dirección X	130
Figura 49: Numero de barras de acero inferior en dirección X	130
Figura 50: Detalle de losa de cimentación	131
Figura 51: DMF para viga (0.3x0.8) m - tramo 1	132
Figura 52: DFC para viga de cimentación (0.3x0.8) m - tramo 1	134
Figura 53: DMF para viga de cimentación (0.3x0.8) m - tramo 2	135
Figura 54: DFC para viga de cimentación (0.3x0.8) m - tramo 2	137
Figura 55: Detalle de viga de cimentación (0.3x0.8) m	138

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factor de zona	26
Tabla 2: Clasificación de perfiles de suelos	26
Tabla 3: Factor de suelo "S"	27
Tabla 4: Periodos "Tp" y "Tl"	27
Tabla 5: Categoría de las edificaciones y factor "U"	29
Tabla 6: Categoría y sistemas estructurales	30
Tabla 7: Sistemas estructurales	30
Tabla 8: Irregularidades estructurales en altura	32
Tabla 9: Irregularidades estructurales en planta	33
Tabla 10: Categoría y regularidad de las edificaciones	34
Tabla 11: Límites para la distorsión de entrepiso	37
Tabla 12: Tabla de operación de variables	59
Tabla 13: Cargas vivas existentes	62
Tabla 14: Carga muerta	63
Tabla 15: Secciones existentes	63
Tabla 16: Porcentaje de masa participativa de la estructura existente de 3 niveles	64
Tabla 17: Periodos de vibración de la estructura existente	65
Tabla 18: Parámetros sísmicos	65
Tabla 19: Peso de edificación existente	66
Tabla 20: T vs C, R = 8	67
Tabla 21: Desplazamiento laterales - sismo dinámico - XX	68
Tabla 22: Desplazamiento laterales - sismo dinámico - YY	69
Tabla 23: Porcentaje de masa participativa de la ampliación estructural	71
Tabla 24: Periodo de vibración de la ampliación estructural	71
Tabla 25: Peso según norma de la ampliación estructural	73
Tabla 26: T vs C, R = 6	74
Tabla 27: Desplazamientos laterales de la estructura ampliada en X-X	76
Tabla 28: Desplazamientos laterales de la estructura ampliada en Y-Y	76
Tabla 29: Cortante que toman las placas - sismo XX	77
Tabla 30: Cortante que toman las placas - sismo YY	77
Tabla 31: Cortante que toman las columnas - sismo XX	78
Tabla 32: Cortante que toman las columnas - sismo YY	79
Tabla 33: Porcentaje de cortante que toman las placas	80
Tabla 34: Piso blando - sismo XX	80
Tabla 35: Piso blando - sismo YY	81
Tabla 36: Piso débil - sismo XX	81
Tabla 37: Piso débil - sismo YY	82
Tabla 38: Masa o peso XX	82
Tabla 39: Irregularidad torsional - sismo XX	83
Tabla 40: Irregularidad torsional - sismo YY	84

Tabla 41:Fuerza cortante - sismo dinámico	85
Tabla 42: Escalamiento de fuerzas	85
Tabla 43: Demanda de la columna G2A	99
Tabla 44: Combinaciones de diseño columna G2	100
Tabla 45: Combinaciones de diseño - sismo XX - columna G2	100
Tabla 46: Combinaciones de diseño sismo YY - columna G2A	101
Tabla 47: Fuerzas actuantes en la placa	107
Tabla 48: Combinaciones de diseño para placa	107

RESUMEN

El proyecto de tesis “Evaluación sísmica del reforzamiento estructural con muros de concreto armado con fines de ampliación de la casa de la mujer “Florencia de Mora” con la norma E030-2018 en el departamento de la libertad”, tuvo como objetivo el reforzamiento de una edificación de 3 pisos construido parcialmente en la ciudad de La Libertad para ampliar a 5 niveles, el objetivo principal planteado fue reforzar la estructura con muro de corte para lograr un mejor comportamiento estructural de la edificación acorde a la norma E030-2018, la metodología empleada fue de tipo cuantitativa explicativa, cuyo diseño de investigación fue no experimental, transversal y descriptivo, debido a que la estructura existente fue diseñada con una norma de la época, actualmente no cumple con las exigencias y parámetros de diseño que exige la norma E030-2018, se realizó la evaluación de la estructura existente, en donde quedo demostrado que no cumplía con lo exigido en la norma E030-2018, se procedió a aumentar el número de pisos de 3 a 5 niveles y se incorporó muros de corte de manera simétrica, teniendo en cuenta la seguridad de la estructura y respetando la arquitectura, se concluyó que incorporando muros de corte se obtuvo un mejor comportamiento estructural, y se obtuvo derivas acordes a la norma E030-2018.

Palabras claves: Reforzamiento, derivas, ampliación, evaluación.

ABSTRACT

The thesis project “Seismic evaluation of the structural reinforcement with reinforced concrete walls for the purpose of expanding the women's house“ Florencia de Mora ”with the norm E030-2018 in the department of freedom”, aimed at strengthening a 3-story building partially built in the city of La Libertad to expand to 5 levels, the main objective was to reinforce the structure with a cutting wall to achieve a better structural behavior of the building according to E030-2018, the methodology used was an explanatory quantitative type, whose research design was non-experimental, transversal and descriptive, because the existing structure was designed with a standard of the time, currently does not meet the requirements and design parameters required by the E030-2018, the evaluation of the existing structure was carried out, where it was demonstrated that it did not comply with the requirements of the E030 standard -2018, the number of floors was increased from 3 to 5 levels and cutting walls were incorporated symmetrically, taking into account the safety of the structure and respecting the architecture, it was concluded that by incorporating cutting walls a better structural behavior, and drifts were obtained according to the E030-2018 standard.

Keywords: Reinforcement, drifts, extension, evaluation.

INTRODUCCION

El Perú se encuentra situado en una de las zonas con el índice de mayor actividad sísmica del planeta tierra, los sismos frecuentemente ocasionan graves daños materiales y pérdidas humanas. Sumado a eso en La Libertad al 2019 un 40% de las edificaciones no cuentan con licencia de construcción en sus diferentes distritos. Esto se torna preocupante porque muestra viviendas mal construidas que son un inminente peligro ante la ocurrencia de un movimiento telúrico. Cabe recordar también que el reglamento de construcción en su totalidad sufrió un enorme cambio en el último siglo, desde las edificaciones de material noble como el adobe con grandes anchos en sus muros hasta las edificaciones actuales con sistemas de amortiguación y asilamiento. Sin embargo, en el proceso de cambio se hallaron muchos fenómenos y fallas, El ing. Antonio Blanco Blasco en la conferencia Evolución de las normas sísmicas en el Perú, narra las modificaciones que sufrieron las construcciones, a utilizar el esqueleto estructural que hoy en día se conoce como elementos de concreto armado. Las Edificaciones en su mayoría por cuestiones económicas fueron elaboradas empíricamente sin presencia de ingenieros y/o conoedores conllevando a que muchas edificaciones tengan errores garrafales en su construcción y en su mayoría no cumplan con lo descrito en las normas, lo cual nos indica que el peligro es aún mayor.

En la actualidad ante el requerimiento de mayores ambientes y el incremento del costo de los terrenos, la tendencia es aumentar las edificaciones a mayores niveles, lo alarmante es que se sigue realizando muchas de estas de manera empírica o sin criterio adecuado.

En la presente tesis se estudia como reforzar y esto nos llevará a ampliar estructuras existentes de manera adecuada. Para ello se toma como modelo una casa de la mujer ubicada en la provincia de Trujillo, departamento de La Libertad.

Esta investigación será desarrolla mediante los siguientes capítulos:

En el capítulo I se presenta la descripción de la investigación, identificando los problemas principales y específicos, así como los objetivos de la tesis.

En el capítulo II, se aborda los antecedentes de la investigación y las bases teóricas. En el capítulo III, se aborda el sistema de hipótesis, reconocimiento y operación de variables

En el capítulo IV, se basa en la metodología, incluyendo el tipo, nivel, enfoque y diseño de la investigación.

En el capítulo V, se desarrolla la evaluación sísmica de la estructura existente realizando el análisis sísmico estático y dinámico.

En el capítulo VI, se desarrolla el reforzamiento y ampliación estructural, incorporando muros de corte y aumentando los niveles de 3 a 5.

En el capítulo VII, se presenta la interpretación de resultados, así como lo es la verificación de derivas, coeficiente de reducción e irregularidades, se realizará el diseño sísmico de elementos estructurales y la discusión y contrastación de hipótesis.

Este trabajo de investigación culmina con las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos de la investigación realizada.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

El Perú es un país que se encuentra en una zona sísmica, por lo que esta investigación busca la manera de ampliar y reforzar una estructura existente de 3 a 5 niveles “Casa de la mujer Florencia de Mora”, ya que esta estructura fue diseñada en el 2003 con una norma antigua.

Actualmente la estructura existente no cumple con la norma E030-2018, esto quiere decir la estructura esta propensa a sufrir daños considerables frente a un eventual sismo, ya que no cuenta con una rigidez apropiada para su funcionamiento.

Al incluir un reforzamiento estructural se logrará cumplir con la norma E030-2018, con el cual se logrará reducir los daños que pueda sufrir la estructura frente a un eventual sismo y así evitar pérdidas humanas.

Esta investigación se generaliza a los edificios construidos antes del 2005 que presentan similares características.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema principal

¿Cómo un reforzamiento con muros de corte mejora el comportamiento estructural de la edificación al ampliar de 3 a 5 niveles empleando la norma E030-2018?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Por qué la edificación requiere de un reforzamiento estructural para su correcto comportamiento?
- b) ¿De qué manera influye el reforzamiento de la estructura mediante muros de corte para la mejora del comportamiento estructural frente a un sismo?
- c) ¿Cuál es el sistema estructural de la edificación al ampliar la estructura existente de 3 a 5 niveles con la norma E030-2018?
- d) ¿Cómo el reforzamiento con muros de corte evita daños en la estructura al ser ampliada de 3 a 5 niveles?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Realizar la evaluación sísmica y reforzamiento de la casa de la mujer mediante muros de concreto con la norma E030-2018.

1.3.2. Objetivos Específicos

- a) Evaluar el comportamiento estructural de la casa de la mujer existente de 3 niveles, para determinar la necesidad de reforzar la estructura con muros de corte empleando la norma E030-2018, con fines de ampliación.
- b) Obtener desplazamientos y derivas frente a un sismo, cumpliendo con la norma E030-2018.
- c) Determinar el sistema estructural, así como las cortantes que son tomadas por los muros de corte, al ampliar la estructura existente de 3 a 5 niveles con la norma E030-2018.
- d) Identificar las mejoras y en cuanto se reduce el daño de la estructura al ser reforzado con muros de corte.

1.4. Importancia y Justificación del Estudio

1.4.1. Conveniencia

La presente investigación busca proporcionar conocimientos a estudiantes de ingeniería civil sobre las mejoras que tiene una edificación al ser reforzada con muros de corte de esta manera resolver alguna dificultad que se presente en algún momento.

1.4.2. Relevancia social

Esta investigación está enfocada en dar solución para un mejor comportamiento estructural mediante un reforzamiento y que pueda ser utilizado en otras edificaciones de otras localidades con similares características.

1.4.3. Implicancias prácticas y aporte

La importancia de nuestra investigación es demostrar que al diseñar el reforzamiento estructural con muros de corte mejora el comportamiento sísmico de la edificación en estudio bajo las exigencias de la norma E030-2018.

El aporte de esta investigación es proponer como alternativa de solución el reforzamiento con muros de corte, para edificaciones que carecen de rigidez adecuada.

1.5. Limitaciones de la Investigación

1.5.1. Espacial

En la presente investigación se evaluará y ampliará estructuralmente la casa de la mujer Florencia de Mora de 3 niveles, ubicado en la calle 7 de Julio (Florencia de Mora Barrio 5 Mz 27 lt 1) entre las calles 8 de Setiembre y 7 de Julio, Trujillo – La Libertad, el proyecto cuenta con un área de terreno 4198,25 m², cuya área construida es 287.18 m².

La evaluación consiste en realizar el análisis sísmico de la estructura existente y verificar si cumple con la norma E030-2018. Para proceder a ampliar, y reforzar con muros de corte de ser necesario.

1.5.2. Temporal

Este estudio está comprendido entre los meses de junio a octubre del 2019.

1.6. Viabilidad de la Investigación

La presente investigación cuenta con información bibliográfica como las normas técnicas de edificaciones, planos de las especialidades de arquitectura y estructuras, tesis pasadas sobre vulnerabilidad sísmica y tiempo necesario para realizar la investigación. Esta investigación se realizará mediante programas estructurales como ETABS 2016 v16.2.1 y SAFE 2016 v16.0.2.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

El reforzamiento de estructuras existentes en el Perú, tradicionalmente se ha venido realizando para conservar y preservar edificaciones existentes frente a un eventual movimiento sísmico y se aplicaron en su parcialidad en zonas donde se presentaron estos movimientos. Sin embargo, en la ciudad de Trujillo esto es alarmante debido a que no se presenta movimiento sísmico en buen tiempo.

Nayra, A. (2016). En su tesis nos describe que se realizó el reforzamiento estructural de dos (02) edificaciones familiares ubicadas en la ciudad de Puno y Azángaro, estudio que surge por el cambio de uso a entidad financiera de Caja Arequipa, cuyo objetivo fue proponer alternativas de reforzamiento estructural para mejorar la capacidad resistente de los elementos estructurales. El estudio realizado muestra el proceso del reforzamiento estructural iniciando el proceso con la evaluación preliminar de las estructuras, consecuentemente el análisis de las estructuras. Se hizo el cálculo de la capacidad resistente de los elementos estructurales existentes y son comparadas ante los máximos esfuerzos de flexión, corte y flexo-compresión de los elementos estructurales, para determinar los elementos estructurales vulnerables a reforzar que no tienen suficiente capacidad resistente. Se analizan las zapatas por efectos del incremento de las sobrecargas y cargas adicionales debido a reforzamientos estructurales efectuados en la superestructura. En el proceso final se proponen y se analizan las alternativas de reforzamiento estructural, en el que se presentan detalladamente los procedimientos que se deben seguir para el diseño de los reforzamientos, proceso del cual son necesarias el reforzamiento estructural de vigas, columnas y losas de las estructuras analizadas para la edificación existente de Puno, y también necesaria el reforzamiento de vigas y columnas para la edificación de Azángaro, ambas debido a que la capacidad resistente de los elementos estructurales son menores a las requeridas. Por lo cual, resultan necesarias el reforzamiento de las estructuras, para incrementar la capacidad resistente de las estructuras.

Aranzabal, W. (2015). En su tesis nos describe que se realizó una evaluación de la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural con la finalidad de lograr un mejor comportamiento sismorresistente del hospital Casimiro Ulloa, así como también nos dice que, debido a las fallas técnicas, mala

distribución de pesos, desgaste de materiales, entre otros no cumple con los parámetros y exigencias de la norma E030-2014. Se realizó análisis sísmico estático y dinámico con los parámetros y exigencias de la norma vigente cuyos resultados fue que no cumplían con la norma E030 – 2014 ya que había sido diseñado con la norma vigente de aquel entonces, en consecuencia, se realizó una evaluación de alternativa de reforzamiento estructural el cual consistía en cambiar los muros de albañilería a muros de concreto armado. Para lograr un comportamiento óptimo lo que se hizo fue añadir muros de corte de manera homogénea para así obtener una estructura más rígida y que cumpla con la norma E030 – 2014. En dicha investigación se llegó a la conclusión que al añadir muros de corte se obtiene un mejor comportamiento estructural el periodo de vibración de la estructura se redujo alcanzando así una rigidez optima y derivas aceptables de acuerdo a la norma E030-2014.

Belizario, C. (2017). En su tesis nos describe que realizar un reforzamiento estructural, debido a que la estructura se va a ampliar de 2 a 5 pisos, por lo que la estructura estará sometida a mayores cargas de servicio, esta investigación pretende desarrollar criterios que permitan escoger la conveniencia de realizar un reforzamiento estructural teniendo en cuenta el costo que significa realizar esto. Esta investigación busca encontrar un tipo adecuado de reforzamiento para vigas y columnas, con la finalidad de reducir las derivas y periodos de vibración de la estructura, así como también reforzar la cimentación ya que la estructura será ampliada, se realizó un estudio de las fallas estructurales que pueden sufrir los elementos estructurales, para así determinar un reforzamiento adecuado. Se realizó análisis sísmico para determinar los puntos bajos de la estructura y poder verificar derivas, en donde los resultados no fueron satisfactorios, por lo que se realizó un reforzamiento estructural. El reforzamiento estructural que se realizo fue la adición de muros de corte, ensanchamiento de vigas y reforzado con fibras de carbono, refuerzo de columnas mediante encamisado, en cuanto a las losas existentes se mantuvo, ya que la carga de servicio en los pisos existentes no se modificó. Lo que se logró con esta investigación fue lograr derivas aceptables y reducir el periodo de vibración.

Campañá, I. y Guzmán, J. (2015). En su tesis nos describe como realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de seis estructuras de una manera rápida tomando en consideración dos métodos, el primero es el método italiano que

considera los factores propios de una construcción y el segundo es el método creado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos, correspondiente al Método del Coeficiente de desplazamiento del FEMA-356 del año 2000, utilizado para la evaluación del desempeño de una estructura que ya fue construida y cuyo objetivo es predecir en forma rápida y confiable cual es el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante determinada acción sísmica. Se hace también un análisis estático lineal priorizando el diseño basado en fuerzas (DBF) tomando en cuenta a más de las cargas gravitacionales, las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos y considerando la carga horizontal por sismo como una fuerza estática equivalente que es aplicada en la estructura. El análisis estático no lineal se refiere al PUSHOVER que consiste en aplicar cargas monotónicas crecientes a una estructura hasta llevarla al colapso, el cual será modelado en el programa ETABS. Se efectúa un análisis dinámico de las estructuras considerando solo la carga sísmica en base al NEC-11 y utilizando el programa ETABS.

Cortese, L y Vermiglio, G (2014). En su tesis nos describe el desarrollo de una metodología de diseño e instalación, que permita a los ingenieros incursionar en el manejo de sistemas de reforzamiento de estructuras de concreto armado en secciones rectangulares de miembros solicitados a flexión a través del uso de polímeros reforzados con fibra (FRP) empleando específicamente fibra de carbono denominada (CFRP). Para esto, se tomó como producto modelo dentro del marco de la investigación y desarrollo del proyecto, un sistema de reforzamiento marca Sika llamado SikaCarbodur, el cual representa el producto al alcance, ante cualquier solicitud a nivel nacional, además de cumplir con los requerimientos de la normativa (ACI) por la cual se encuentra regido el proyecto de investigación. El mismo contiene una metodología estipulada, una serie de ejercicios prácticos de diseño, así como también una hoja de cálculo, que en conjunto forman una herramienta de aprendizaje eficaz para el conocimiento de los sistemas de reforzamiento con (CFRP): En la actualidad existe la necesidad en Venezuela de un estudio de investigación que permita al ingeniero conocer el procedimiento detallado de las actividades a realizar durante el diseño e instalación de un sistema de reforzamiento con (CFRP), ya que hasta ahora predomina la ausencia de información referente al tema. La investigación es de tipo proyecto aplicado, de diseño investigación documental, y con un nivel

descriptivo, utilizando la técnica de observación documental, y como modalidad general de estudio de investigación, se encuentra representada por un proyecto factible.

Pérez, J y Patiño, W. (2008). El reforzamiento de estructuras es una necesidad en edificaciones construidas antes del desarrollo de la norma sismorresistente de 1998 puesto que estas construcciones no presentan ningún tipo de seguridad frente algún evento sísmico, poniendo en riesgo la vida de las personas. Debido a que los materiales con los fueron construidas las edificaciones han ido cambiando, se debe hacer un análisis de los tipos de materiales con los que está construida la edificación puesto que existen algunos materiales como el adobé que la norma no permite unir con el concreto y para ello se debe hacer transiciones en otros materiales. Una propuesta de reforzamiento debe hacerse teniendo en cuenta, el suelo de la zona en donde se encuentra la construcción, la altura de la edificación, y algo muy importante si ha sido declarada patrimonio cultural o no, además del análisis de vulnerabilidad al que se encuentra expuesta la construcción. En este trabajo se realizó la propuesta para reforzar la estructura del monasterio denominado Hermanas de la Visitación ubicado en la localidad de Bosa. Debido a que la edificación presenta problemas en los muros, cubierta, sus columnas están hechas de tabicón lo cual no es garantía para la seguridad de los habitantes de esta comunidad religiosa, frente a un evento de fuerzas impuestas por la naturaleza.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Norma E.060 Concreto armado

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma. Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.

Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, reservorios, depósitos, silos, chimeneas y estructuras resistentes a explosiones, las disposiciones de esta Norma regirán en lo que sean aplicables.

Esta Norma no controla el diseño e instalación de las porciones de pilotes de concreto, pilas excavadas y cajones de cimentación que quedan enterrados en el suelo, excepto en lo dispuesto en el Capítulo 21.

Esta Norma no rige el diseño y la construcción de losas apoyadas en el suelo, a menos que la losa transmita cargas verticales o laterales desde otras partes de la estructura al suelo. El diseño y construcción de losas de concreto estructural, vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como no compuestas, están regidos por esta Norma. Esta Norma no rige para el diseño de losas de concreto estructural vaciadas sobre moldes permanentes de acero consideradas como compuestas. El concreto usado en la construcción de tales losas debe estar regido por los Capítulos 1 a 7 de esta Norma, en lo que sea aplicable.

2.2.2. Norma E.030 Diseño sismorresistente

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados anteriormente.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resulten dañadas por la acción de los sismos.

Asimismo, se espera que las edificaciones señaladas como “esenciales” y cuyo funcionamiento no debería interrumpirse en el caso de un sismo, deben tomarse precauciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas. Los sismos son fenómenos naturales que se repiten con determinada frecuencia dependiendo de su intensidad. La integridad de las personas, así como las inversiones en obras que realizan tanto el Estado como las personas y empresas debe ser preservada en la medida de lo posible.

La práctica mundial les asigna a las edificaciones una vida económicamente útil de 50 años. En ese lapso se pueden producir muchos sismos leves, uno o más moderados y quizás un sismo severo. Por consiguiente, se acepta que las edificaciones tengan el siguiente comportamiento:

La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

La estructura debería soportar movimientos sísmicos calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

2.2.3. Norma ACI 318SR-14

Esta norma contiene los requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde se aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no pre esforzada y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados se encubren: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes.

2.3. Definiciones conceptuales

2.3.1. Zonificación

SENCICO (2018) menciona:

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura N°1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

En la figura 1 se muestra el mapa del Perú dividido por zonas sísmicas.

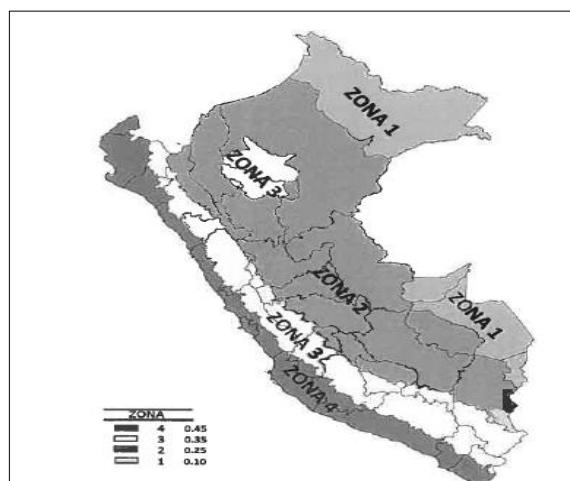


Figura 1: Mapa de zonas sísmicas del Perú

Fuente: NTP-E030-2018

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (PP. 7-8)

Tabla 1: Factor de zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.2. Perfiles de suelo

SENCICO (2018) menciono:

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades se determinan para los 30m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel de fondo de cimentación. (P9)

Tabla 2: Clasificación de perfiles de suelos

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S ₀	>1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500m/s	> 50	> 100 Kpa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50Kpa a 100Kpa
S ₃	<180 m/s	< 15	25Kpa a 50kpa
S ₄	Clasificación basada en estudio mecánica de suelos		

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.4. Parámetro de sitio (S, Tp y Tl)

SENCICO (2018) menciona:

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos Tp y Tl dado en las Tablas N°3 y N°4. (P12)

Tabla 3: Factor de suelo "S"

	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Fuente: NTP-E030-2018

Tabla 4: Periodos "Tp" y "Tl"

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1
Tl (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.5. Factor de amplificación sísmica (C)

SENCICO (2018) menciona:

De acuerdo a las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < TP \quad C = 2.5 \dots \dots \dots (1)$$

$$TP < T < TL \quad C = \frac{2.5TP}{T} \dots \dots \dots (2)$$

$$T > TL \quad C = \frac{2.5TP \times TL}{T^2} \dots \dots \dots (3)$$

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. (P12)

2.3.6. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

SENCICO (2018) menciona:

Cada estructura está clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°5 se usa según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar $U = 1$. (P13)

Tabla N°5: Categoría de las edificaciones y factor “U”

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que se puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transportes. Locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Instituciones educativas, instituciones superiores tecnológicas y universidades. Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos casetas y otras similares	Ver nota 2

Tabla 5: Categoría de las edificaciones y factor "U"

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen asilamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2 el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.7. Sistemas estructurales

SENCICO (2018) menciona:

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente cumplen con lo previsto en La NTP-E060 Concreto Armado del RNE.

- ✓ **Pórticos.** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, estos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo a su rigidez.
- ✓ **Muros estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actual por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.
- ✓ **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio.
- ✓ **Edificaciones de muros de ductilidad limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad esta dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir máximo ocho pisos. (P14)

2.3.8. Categoría y sistemas estructurales

SENCICO (2018) menciona:

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, esta se proyecta empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N°6 y respetando las restricciones a las irregularidades de la Tabla N°10. (P15)

Tabla 6: Categoría y sistemas estructurales

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF
		Estructuras de concreto: Sistema dual, Muros de concreto armado
		Albañilería armada o confinada
		Estructuras de madera
B	1	Cualquier sistema

Fuente: Adaptado NTP-E030-2018

2.3.9. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)

SENCICO (2018) menciona:

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N°7.

Cuando en cada dirección de análisis, la edificación presenta más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R_0 que corresponda. (P15)

Tabla 7: Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción (R_0)
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.10. Regularidad estructural

SENCICO (2018) menciona:

Las estructuras se clasifican como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- ✓ Cumplir con las restricciones de la Tabla N°10.
- ✓ Establecer los procedimientos de análisis.
- ✓ Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas. (P16)

2.3.11. Estructuras regulares

SENCICO (2018) menciona:

Son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N°8 y N°9. En estos casos, el factor de I_a y I_p es igual a 1. (P16)

2.3.12. Estructuras irregulares

SENCICO (2018) menciona:

Son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N°8 y N°9. (P16)

2.3.13. Factores de irregularidad (I_a , I_p)

SENCICO (2018) menciona:

El factor I_a se determina como el menor de los valores de la Tabla N°8 correspondientes a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N°8 y N°9 se obtuvieron valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones. (P16)

Tabla 8: Irregularidades estructurales en altura

IRREGULARIDADES	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral de entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N°10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N°10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la</p>	0,90

correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</p> <p>Se califica a la estructura como Irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión de elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N°10)</p> <p>Exista discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: NTP-030-2018

Tabla 9: Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).</p> <p>Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N°11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N°10)</p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).</p> <p>Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N°11.</p>	0,60

<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total de planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerza laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.14. Categoría de la edificación e irregularidad

SENCICO, (2018) menciona:

De acuerdo a su categoría y la zona donde se ubique, la edificación se proyecta respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N°10. (P19)

Tabla 10: Categoría y regularidad de las edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten Irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten Irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten Irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.15. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R

SENCICO (2018) menciona:

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N°7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N°8 y N°9. (P19)

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \dots \dots \dots (4)$$

2.3.16. Análisis estructural

SENCICO (2018) menciona:

Para estructuras regulares, el análisis puede hacerse considerando el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares se supone que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se consideran en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pretensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis. (P20)

2.3.17. Modelos para el análisis

SENCICO (2018) menciona:

El modelo para el análisis considera una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para representar los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

El propósito de esta Norma, las estructuras de concreto armado y albañilería pueden ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo. (P20)

2.3.18. Estimación del peso

SENCICO (2018) menciona:

El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera.

- En edificaciones de las categorías A y B se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.

- En depósitos se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener. (PP. 20-21)

2.3.19. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

SENCICO (2018) menciona:

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Pueden analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares e irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. En las otras zonas sísmicas pueden emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 19, de no más de 30 m de altura, y para las estructuras de muros de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina mediante la siguiente expresión. (P21)

$$V = \frac{zucs}{R} \times P \dots \dots \dots (5)$$

Donde:

V: Fuerza cortante en la base.

Z: Parámetro de zonificación.

U: Uso de la estructura.

C: Coeficiente de amplificación sísmica

S: Factor de tipo de suelo.

2.3.20. Análisis dinámico modal espectral

SENCICO (2018) menciona:

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere aproximadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta

por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.
(P23)

2.3.21. Aceleración espectral

SENCICO (2018) menciona:

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definidos mediante la siguiente ecuación.
(P24)

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g \dots \dots \dots (6)$$

2.3.22. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

SENCICO (2018) menciona:

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. (P27)

2.3.23. Desplazamientos laterales relativos admisibles

SENCICO (2018) menciona:

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no excede la fracción de altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N°11. (P27)

Tabla 11: Limites para la distorsión de entrepiso

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007

Fuente: NTP-E030-2018

2.3.24. Redundancia

SENCICO (2018) menciona:

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseña para el 125% de dicha fuerza.

2.3.25. Fuerza Cortante Mínima

SENCICO (2018) menciona:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares ni menor que el 90% para estructuras irregulares. (P25)

2.3.26. Evaluación, reparación y reforzamiento de estructuras

SENCICO (2018) menciona:

La reparación o reforzamiento dota a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

El proyecto de reparación o reforzamiento incluye los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones se siguen los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Se pueden emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en el RNE, con la debida justificación técnica y con aprobación del propietario y de la autoridad competente. (P32)

2.3.27. Análisis y diseño – consideraciones generales

SENCICO (2009) menciona:

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el diseño por resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales resistencias de diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia (ϕ). (P60)

2.3.28. Cargas

SENCICO (2009) menciona:

Las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil.

Las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.

Deberá prestarse especial atención a los efectos ocasionados por el preesforzado, las cargas de montaje y construcción, cargas de puentes grúa, vibración, impacto, retracción variaciones de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyos. (P60)

2.3.29. Métodos de análisis

SENCICO (2009) menciona:

Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinadas por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura. (P60)

2.3.30. Módulo de elasticidad y módulo de corte

SENCICO (2009) menciona:

Para concretos de peso unitario φ_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (W_c^{1.5}) \times 0.136 \times \sqrt{f'_c} \text{ en } \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \dots \dots \dots (7)$$

Para concretos de peso unitario normal, E_c , puede tomarse como:

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f'_c} \text{ en } \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \dots \dots \dots (8)$$

Donde:

E_c : Modulo de elasticidad

W_c : Peso unitario del concreto.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{Ec}{2.3} \dots \dots \dots (9)$$

Donde:

G: Modulo de corte.

Ec: Modulo de elasticidad del concreto.

El módulo de elasticidad, Es, para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200000 MPa. (P62)

2.3.31. Columnas

SENCICO (2009) menciona:

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos y el momento máximo debido a las cargas amplificadas, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial. (P63)

2.3.32. Disposiciones para losas nervadas

SENCICO (2009) menciona:

Para losas nervadas en una combinación monolítica de nervios o viguetas regularmente espaciados y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm y debe tener una altura no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.

El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.

Cuando se requiera embeber ductos o tuberías en la losa, el espesor de esta en cualquier punto deberá ser, como mínimo, 25mm mayor que la altura total del ducto o tubería. Se deberán considerar refuerzos o ensanches de los nervios o viguetas en caso que estos ductos o tuberías afecten a la resistencia del sistema.

La resistencia a la fuerza cortante V_c proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor, adicionalmente podrá

incrementarse la resistencia al corte disponiendo armadura por corte o ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas. (P64)

2.3.33. Requisitos de resistencia y de servicio

SENCICO (2009) menciono:

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fueras amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma. En todas las secciones deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u \dots \dots \dots (10)$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

R_n : Resistencia nominal.

R_u : Resistencia ultima.

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todo lo demás requisitos de esta norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. (P65)

2.3.34. Resistencia requerida

SENCICO (2009) menciono:

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \dots \dots \dots (11)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \dots \dots \dots (12)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \dots \dots \dots (13)$$

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente. (P65)

Donde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

CS: Carga de sismo.

2.3.35. Resistencia de diseño

SENCICO (2009) menciona:

Las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia.

El factor de reducción de resistencia ϕ es:

- Para flexión sin carga axial $\phi = 0.9$
- Para flexión con carga axial de compresión $\phi = 0.70$
- Para cortante sin o con torsión $\phi = 0.85$. (P66)

2.3.36. Refuerzo por cambios volumétricos

SENCICO (2009) menciona:

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a este para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.

La armadura por tracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.

- Barras lisas.....0.0025
- Barras corrugadas con $f_y < 420$ Mpa.....0.0020
- Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones.....0.0018

El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm. (PP. 72-73)

2.3.37. Espaciamiento máximo del refuerzo

SENCICO (2009) menciona:

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a tres veces el espesor del elemento estructural, sin exceder de 400 mm. (P73)

2.3.38. Flexión y carga axial

SENCICO (2009) menciona:

El diseño de las secciones transversales sometidas a flexión, carga axial, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones. (P76)

2.3.39. Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

SENCICO (2009) menciona:

El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor:

$$A_s \min = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (cm^2) \dots \dots \dots (14)$$

Donde:

f'_c : Resistencia del concreto a compresión en (kg/cm²)

F_y : Resistencia a la fluencia del acero en (kg/cm²)

b_w : Ancho de viga

d : Peralte efectivo

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, cuando el acero mínimo se distribuye en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0.0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 400 mm. (P78)

2.3.40. Análisis y diseño de secciones en flexión

Ottazi, G. (2006) menciona:

El diseño que se emplea hoy en día en las estructuras de concreto armado es el denominado diseño por resistencia.

La ecuación básica para el diseño por resistencia es:

$$\phi M_n \geq M_u \quad \phi = 0.9 \dots \dots \dots (15)$$

Donde:

M_n: Momento nominal.

M_u: Momento último.

ϕ: Coeficiente de reducción.

Cualquiera sea el método de análisis o diseño utilizado, siempre se deberán cumplir los tres “bloques” fundamentalmente de condiciones:

- Equilibrio
- Compatibilidad
- Relaciones constitutivas (esfuerzo-deformación). (P139)

2.3.41. Falla de tracción, compresión y balanceada

Ottazi, G. (2006) menciona:

Falla de tracción, Se le conoce también con el nombre de sección subreforzada. En este caso el acero entra en fluencia antes de que el concreto alcance la deformación máxima. La falla de tracción es dúctil la sección tiene capacidad de disipación de energía y de rotación inelástica. Las normas establecen la cantidad máxima de acero en tracción por flexión que se permite colocar en las secciones de concreto armado, de tal modo que la falla sea por tracción.

Falla balanceada, Es un caso particular que marca el límite entre las fallas de tracción y de compresión. Este estado permite calcular la cantidad de acero que produce la falla balanceada de una sección. Las normas fijan la cantidad máxima de refuerzo con una fracción del acero balanceado.

Falla en compresión, Recibe el nombre de sección sobre reforzada. La falla de compresión es frágil, con poca capacidad de disipación de energía y sobreviene casi sin previo aviso. Las normas no permiten este tipo de falla en elementos en flexión. (P150)

2.3.42. Cuantía del acero en tracción.

Morales, R. (2006) menciona:

Definimos como cuantía del acero en tracción (ρ):

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \dots \dots \dots (16)$$

Y, se define como cuantía mecánica o índice de refuerzo (ω) a:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \dots \dots \dots (17)$$

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código ACI da los límites de cuantía para el diseño:

- **Cuantía Máxima:**

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \dots \dots \dots (18)$$

Donde: ρ_b = cuantía balanceada

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000+f_y} \right) \dots \dots \dots (19)$$

El valor de β_1 es 0.85 si la resistencia del concreto es menor que 280 kg/cm². Si este no es el caso este disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 kg/cm² en la resistencia del concreto, no siendo su valor menor a 0.65.

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0.05(f'_c-280)}{70} \dots \dots \dots (20)$$

- **Cuantía Mínima:**

Se tomará el valor mayor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \dots \dots \dots (21)$$

$$\rho_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \dots \dots \dots (22)$$

Donde f'_c y f_y están en kg/cm².

- **Dimensionamiento de una viga:**

Teniendo estas consideraciones, seleccionamos un valor para la cuantía con el cual dimensionaremos la sección:

Sabemos:

$$M_u = \phi \rho \cdot bd \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) f'_c \left(d - \frac{1}{2} * \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right) \dots \dots \dots (23)$$

Luego:

$$Mu = \phi Mn = \phi As. fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (24)$$

;

$$\omega = \frac{\rho \cdot fy}{f'c} \dots \dots \dots (25)$$

Finalmente:

$$Mu = \phi bd^2 \cdot f'c \cdot \omega (1 - 0.59\omega) \dots \dots \dots (26)$$

De la ecuación:

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \left(\frac{1.695 \cdot Mu}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2} \right)} \dots \dots \dots (27)$$

(P12)

Dónde:

- ω: Cuantía mecánica
- Mu: Momento ultimo
- f'c: Resistencia del concreto a la compresión.
- Ø: Factor de reducción
- b: Ancho de viga
- d: Peralte efectivo

2.3.43. Cortante y torsión

SENCICO (2009) menciono:

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación.

$$\phi Vn \geq Vu \dots \dots \dots (28)$$

Donde Vu, es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y Vn es la resistencia nominal al cortante calculada mediante:

$$Vn = Vc + Vs \dots \dots \dots (29)$$

Donde Vc, es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, Vs es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante. (P87)

2.3.44. Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

SENCICO (2009) menciona:

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times bw \times d \dots \dots \dots (30)$$

Para elementos sometidos a compresión axial Nu:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) \times bw \times d \dots \dots \dots (31)$$

(PP. 88-89)

Donde:

Nu: Carga Axial

Ag: Área de la sección

2.3.45. Diseño del refuerzo para cortante

SENCICO (2009) menciona:

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento.

$$V_s = \frac{A_v \times F_y \times d}{s} \dots \dots \dots (32)$$

(P92)

Donde:

Av: Área de cada estribo que cruza la grieta

d: Peralte efectivo de la sección

S: Espaciamiento de los estribos

Vs: Cortante que contribuye el acero

2.3.46. Disposiciones especiales para muros

SENCICO (2009) menciona:

La resistencia Vn, en cualquier sección horizontal, para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \times \sqrt{f'_c} \times Acw \dots \dots \dots (33)$$

Donde Acw representa el área de corte de la sección transversal del muro (área del alma) o del segmento del muro considerado. (P103)

2.3.47. Diseño de refuerzo para cortante en muros

SENCICO (2009) menciona:

La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe ser menor que 0.0025 su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm.

La cuantía de refuerzo vertical para cortante no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \dots \dots \dots (34)$$

(P104)

Donde:

ρ_v : Cuantía vertical

ρ_h : Cuantía horizontal

hm: Altura total de muro

Lm: Longitud de muro

2.3.48. Elemento en flexión (Vigas)

SENCICO (2009) menciona:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de los siguientes valores.

- a. $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm.
 - b. Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - c. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - d. 30mm
- Los estribos deben estar espaciados a no mas de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante. (P169)

En la figura 2 se muestra las zonas de confinamiento de una viga.

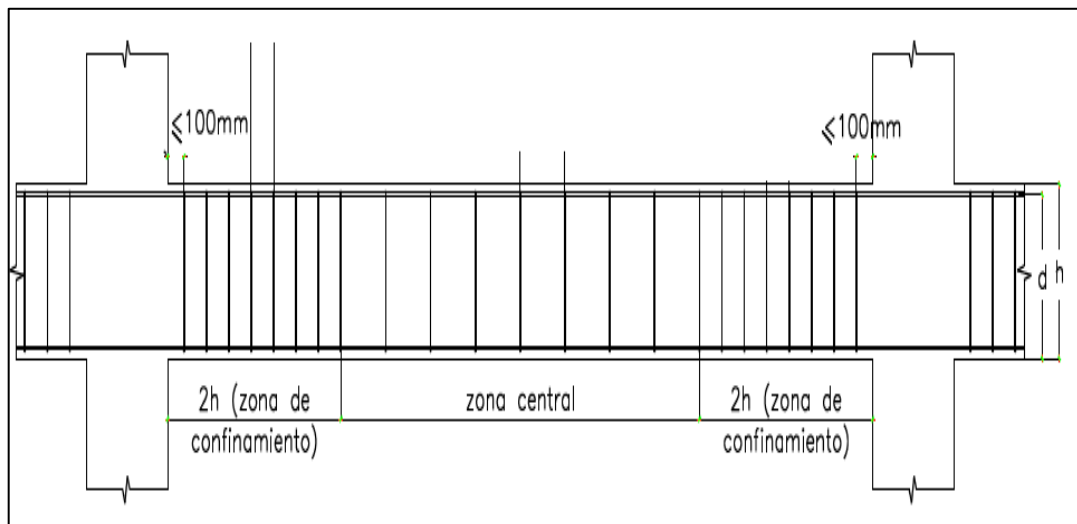


Figura 2: Confinamiento de vigas

Fuente: NTP-E060

2.3.49. Elementos en flexocompresion (Columnas)

SENCICO (2009) menciona:

- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras

longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

- El espaciamiento S_o no debe exceder al menor de los siguientes valores:
 - a. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - b. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal
 - c. 100mm
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre los siguientes valores:
 - a. Una sexta parte de la luz libre del elemento
 - b. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
 - c. 500mm
- Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir los requisitos de resistencia última. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300mm.
- El refuerzo transversal del nudo no debe estar espaciado a mayor de 150mm. (P170)

En la figura 3 se muestra las zonas de confinamiento es una columna.

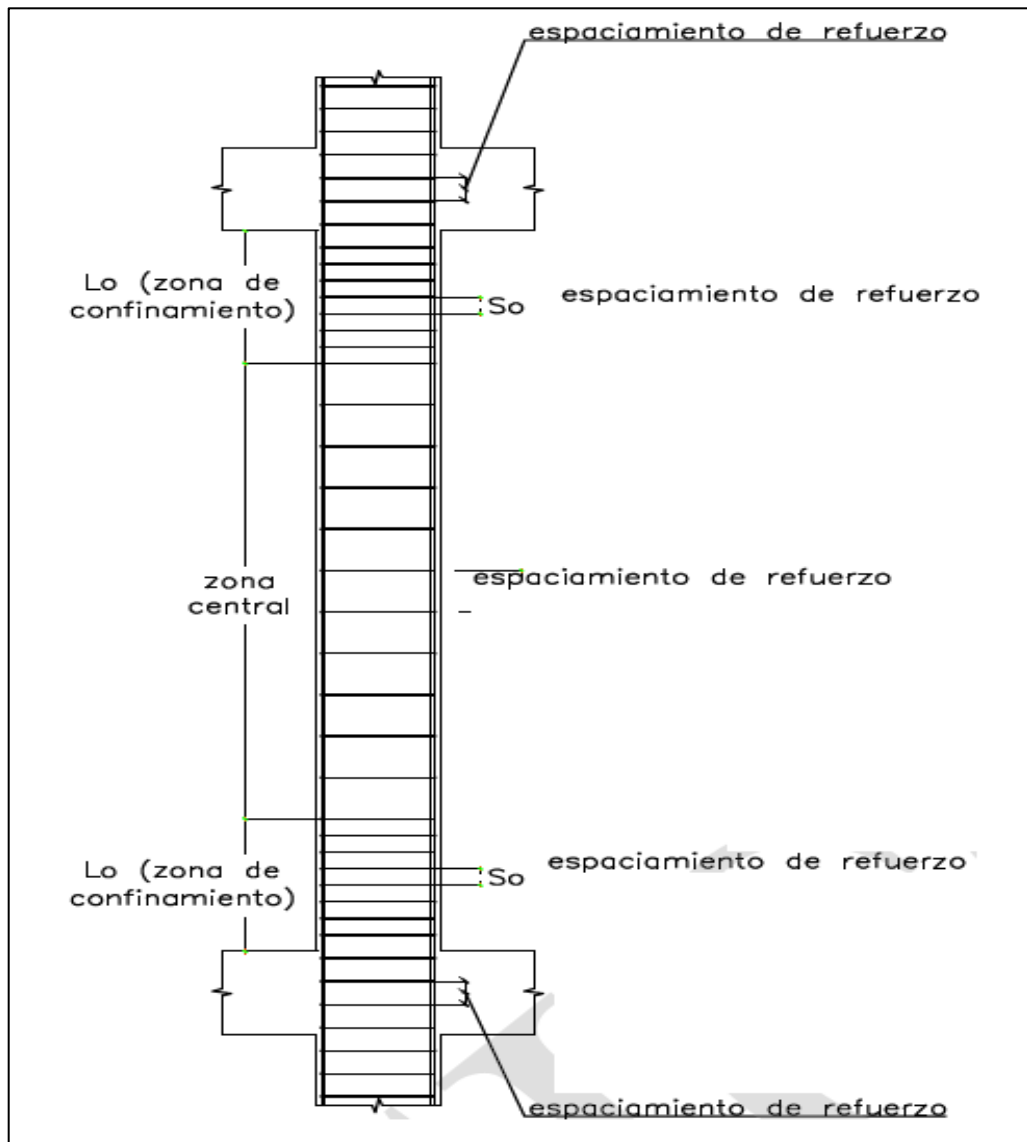


Figura 3: Confinamiento en columnas

Fuente: NTP-E060

2.3.50. Muros estructurales de concreto reforzado

SENCICO (2009) menciona:

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis. (P179)

2.3.51. Refuerzo distribuido vertical y horizontal de muros

SENCICO (2009) menciona:

El refuerzo que contribuye a la resistencia en cortante en el plano del muro debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.

En un muro debe emplearse cuando menos dos capas de refuerzo cuando:

- El espesor del muro sea mayor o igual de 200 mm.

El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0.01. (P180)

2.3.52. Resistencia al cortante en el plano del muro

SENCICO (2009) menciona:

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_m/l_m no excede de 2.0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

En todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \dots \dots \dots (35)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo. (P180)

2.3.53. Elementos de borde en muros estructurales de concreto reforzado

SENCICO (2009) menciona:

Cuando se requieran elementos de borde confinados, el espesor mínimo de estos será de 150mm.

Este acápite se aplica a los muros que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta su parte superior y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial.

- Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\phi_u}{h_m} \right)} \dots \dots \dots (36)$$

l_m es la longitud del muro en el plano horizontal y h_m la altura total del mismo. Φ_u es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en

el nivel más alto del muro correspondiente a h_m y debe ser calculado de acuerdo a lo especificado en la norma E030-2018.

El valor de c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño ϕ_u . El cociente ϕ_u/h_m no debe tomarse menor que 0.005.

Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $M_u/4V_u$.

En la figura 4 se muestra la longitud mínima de confinamiento en los elementos de borde de las placas.

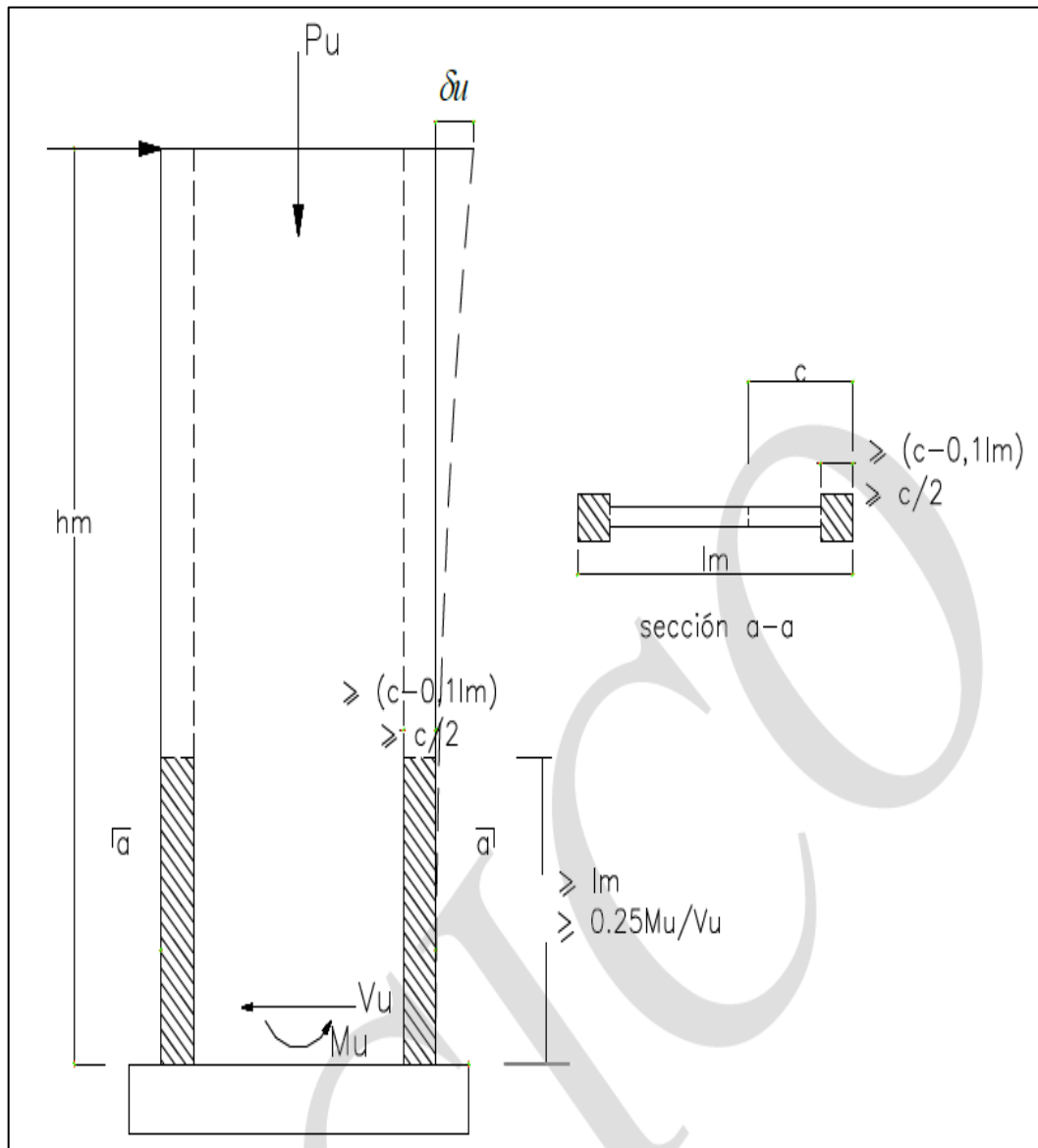


Figura 4: Elementos de borde en muros

Fuente: NTP-E060

Los muros estructurales que no sean diseñados deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos sobrepasa de $0,2 f'c$. Los elementos de borde especiales pueden ser discontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0,15 f'c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando un modelo lineal elástico y propiedades de la sección bruta.

En donde se requieren elementos de bordes confinados deben cumplir con las siguientes condiciones:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor entre $(c - 0,1 \text{ lm})$ y $c/2$.
- En las secciones con las alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinado de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 250 mm. (PP. 181-182)

2.3.54. Zapatas, losas de cimentación y cabezales de pilotes

SENCICO (2009) menciona:

El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar anclado para desarrollar totalmente la tracción en la interfase.

En las columnas o elementos de borde de los muros estructurales que tengan un borde que diste al borde la zapata una longitud igual o menor que la mitad del peralte de la zapata, el refuerzo transversal debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, o la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal. (P188)

2.3.55. Vigas en la cimentación

SENCICO (2009) menciona:

Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe

desarrollarse dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 400 mm. Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor de: la menor dimensión de la sección transversal, 300 mm ni de 16 veces el menor diámetro de la varilla longitudinal confinada. (P188)

2.4. Definición de términos básicos

- ✓ **Carga de servicio.** Es la carga sin amplificar especificada en la norma NTE.020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificación del cual esta forma parte. (SENCICO, 2009, P26)
- ✓ **Carga amplificada o factorizada.** La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta norma. (SENCICO, 2009, P26)
- ✓ **Columna.** Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión. (SENCICO, 2009, P26)
- ✓ **Viga.** Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante. (SENCICO, 2009, P29)
- ✓ **Losa.** Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo. (SENCICO, 2009, P27)
- ✓ **Longitud de desarrollo.** Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica. (SENCICO, 2009, P27)
- ✓ **Rigidez.** Es la capacidad para oponerse a deformaciones, tanto lineales como angulares. Una medida de la rigidez es la deflexión, por lo tanto, en una edificación antigua que va a ser reforzada la rigidez de la estructura tiene que ser

cuantificada para controlar los excesos de deformaciones las cuales podrían ser producidas por un sismo considerable. (Aranzábal, 2015, P10)

- ✓ **Resistencia.** Es la capacidad que tiene un sistema estructural que le permite resistir cargas sin colapsar en su conjunto. (Aranzábal, W. 2015, P11)
- ✓ **Ductilidad.** Es la capacidad de un elemento para deformarse sin perder de manera importante su capacidad de resistente, es decir, logran deformarse en el rango inelástico. (Aranzábal, W. 2015, P11)
- ✓ **Módulo de Elasticidad.** Relación entre esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. (SENCICO, 2009, P.28)
- ✓ **Muro estructural.** Elemento estructural generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano provenientes de empujes laterales de suelos o líquidos. (SENCICO, 2009, P28)
- ✓ **Muro de corte o placa.** Muro estructural diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos y fuerzas axiales incluidas por cargas laterales. (SENCICO, 2009, P28)
- ✓ **Resistencia nominal.** Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de esta norma, antes de aplicar el factor de reducción de resistencia. (SENCICO, 2009, P29)
- ✓ **Resistencia requerida.** Resistencia que un elemento o una sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según lo estipulado en la norma. (SENCICO, 2009, P29)
- ✓ **Resistencia de diseño.** Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia (ϕ) que corresponda. (SENCICO, 2009, pag.29)

CAPITULO III: SISTEMA DE HIPOTESIS

3.1. Hipotesis

3.1.1. Hipótesis general.

- ✓ La incorporación y diseño de muros de corte posibilita la ampliación de la casa de la mujer mediante la evaluación sísmica.

3.1.2. Hipótesis específicas.

- ✓ El análisis estructural posibilita la ampliación de la casa de la mujer existente empleando la norma E030-2018, mediante muros de corte.
- ✓ La aplicación de la norma E030-2018 permitirá obtener los desplazamientos de la edificación casa de la mujer.
- ✓ La incorporación de muros de corte modificará el sistema estructural de la edificación con el cual se obtendrá un nuevo coeficiente de reducción, para un diseño correcto de la estructura.
- ✓ El reforzamiento con muros de corte reduce el daño de la estructura frente a un sismo.

3.2. Definición conceptual de variables

3.2.1. Variable Independiente

La variable independiente son los muros de corte, ya que es el motivo de estudio y solución del reforzamiento estructural de la edificación existente casa de la mujer Florencia de Mora al ser ampliada de 3 a 5 niveles.

3.2.2. Variable Dependiente

La variable dependiente es la edificación existente casa de la mujer Florencia de Mora, en el cual aplicaremos los muros de corte para obtener un comportamiento estructural acorde a la norma E030-2018.

3.3. Operación de variables

En la tabla 12 se muestra las definiciones de las variables así como los indicadores, índices e instrumentos.

Tabla 12: Tabla de operación de variables

TIPO DE VARIABLE	VARIABLES	DEFINICION OPERACIONAL	INDICADORES	INDICES	INSTRUMENTOS
Variable independiente	Muros de corte	Esta variable se mide realizando análisis sísmico lineal con el fin de obtener derivas acordes a la norma vigente	Análisis Sísmico (Estático y Dinámico)	Periodos de vibración	ETABS 2016 v16.2.1
				Desplazamientos	
				Derivas	
				Irregularidades	
				Cortantes	
Variable dependiente	Casa de la mujer Florencia de Mora	Esta variable se mide obteniendo cuantías de acero del diseño de la nueva propuesta estructural	Diseño sismorresistente de elementos nuevos.	Diseño de la nueva propuesta estructural (Vigas, columnas, losas, placas, cimentación etc.)	ETABS 2016 v16.2.1, SAFE 2016 v16.0.2

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO IV: METODOLOGIA

4.1. Tipo de Investigación

Aplicada, porque busca proponer una alternativa de solución para mejorar el comportamiento estructural y que sea aplicada a edificaciones diseñadas con normas que no están en vigencia.

4.2. Enfoque de Investigación

El enfoque de esta investigación fue reforzar la estructura existente con muros de corte para lograr los requisitos exigidos por la norma E030-2018.

4.3. Nivel de Investigación

Correlacional, porque los resultados que obtengamos de nuestra investigación van a depender de la relación que guarden nuestras variables.

4.4. Diseño de Investigación

No experimental, porque se realiza la investigación sin manipular deliberadamente las variables.

Transversal, porque se recolecta los datos en un solo momento y tiempo único, se va a describir las variables y analizar su incidencia en interrelación.

4.6. Población y Muestra

La presente investigación tuvo como población a las edificaciones de categoría importante ubicados en el departamento de la Libertad, que no cumplen con las normativas vigentes.

La presente investigación tuvo como muestra el edificio con nombre “Casa de la Mujer, Florencia de Mora”, ubicado en la calle 7 de Julio, en el distrito Florencia de Mora, en el departamento de La Libertad.

4.7. Técnicas de Recolección de Datos

4.7.1. Descripción de los instrumentos

Para el desarrollo de esta investigación se usó documentos bibliográficos, como planos de especialidades de arquitectura y estructura, normas técnicas de edificaciones (NE030-2018, NE060-2009, NE020).

Para el modelamiento y diseño de la superestructura usamos el software ETABS 2016 v16.2.1, así como para la subestructura se usó el software SAFE 2016 v16.0.2.

4.7.2. Validez y confiabilidad de instrumentos

La confiabilidad de los instrumentos para esta investigación como planos de la edificación son confiables ya que fueron brindados por el ingeniero que estuvo a cargo de esta obra en aquel entonces.

Las normas técnicas (NE030-2018, NE20-2006, NE060-2009) son confiables ya que son documentos legales aprobados por el estado peruano.

4.8. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

Para esta investigación los datos fueron analizados para luego ser procesados mediante el programa ETABS y así saber las deficiencias que presente de acuerdo con la norma vigente, una vez encontrado los puntos bajos se reforzara la estructura mediante muros de corte y se culminar con el diseño del reforzamiento propuesto.

CAPITULO V: EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

En este capítulo evaluaremos la estructura existente, realizando el modelo matemático y el análisis sísmico en el programa ETABS, para eso nos guiaremos del plano de aligerado existente.

5.1. Análisis Sísmico de la Estructura Existente

Realizaremos el análisis sísmico de la estructura existente para verificar si las derivas cumplen con lo exigido por lo norma E030-2018.

5.1.1. Cargas de servicio y sección de elementos estructurales

El modelamiento y análisis de la estructura se realizó con los elementos estructurales existentes y con las cargas presentes en la edificación.

En la tabla 13 se muestra las cargas vivas existentes en la edificación existente de 3 niveles.

Tabla 13: Cargas vivas existentes

	Área de uso	WL - Cargas (kg/m ²)
PRIMER NIVEL	Oficinas	250
	Consultorios	300
	Gimnasio	400
	Lugares de asamblea	300
	Baños	300
SEGUNDO NIVEL	Taller de pastelería	350
	Taller de cosmetología	
	Taller de computación	
	Taller de gastronomía	
	Taller de manualidades	
	Taller de artesanía	
AZOTEA		100
TANQUE ELEVADO		1000

Fuente: NTP-E020

En la tabla 14 se muestran las cargas muertas de la estructura existente de 3 niveles.

Tabla 14: Carga muerta

	Wd (kg/m ²)
Acabados	100
Tabiquería	150
PP ladrillo de techo	72

Fuente: NTP-E020

En la tabla 15 se muestra la sección de los elementos estructurales existentes de 3 niveles.

Tabla 15: Secciones existentes

	SECCION (cm x cm)	Espesor (cm)
VIGAS PERALTADAS	30x70	
	25x35	
VIGA CHATA	25x20	
COLUMNA	30x60	
LOSA ALIGERADA		20

Fuente: Elaboración propia

5.1.2. Modelamiento y análisis modal

Una vez obtenido nuestras cargas y sección de elementos, realizaremos el modelamiento y obtendremos el periodo de vibración, mediante el análisis modal.

En la figura 5 se muestra la estructura existente de 3 niveles mediante un modelo matemático elaborado en el programa ETABS.

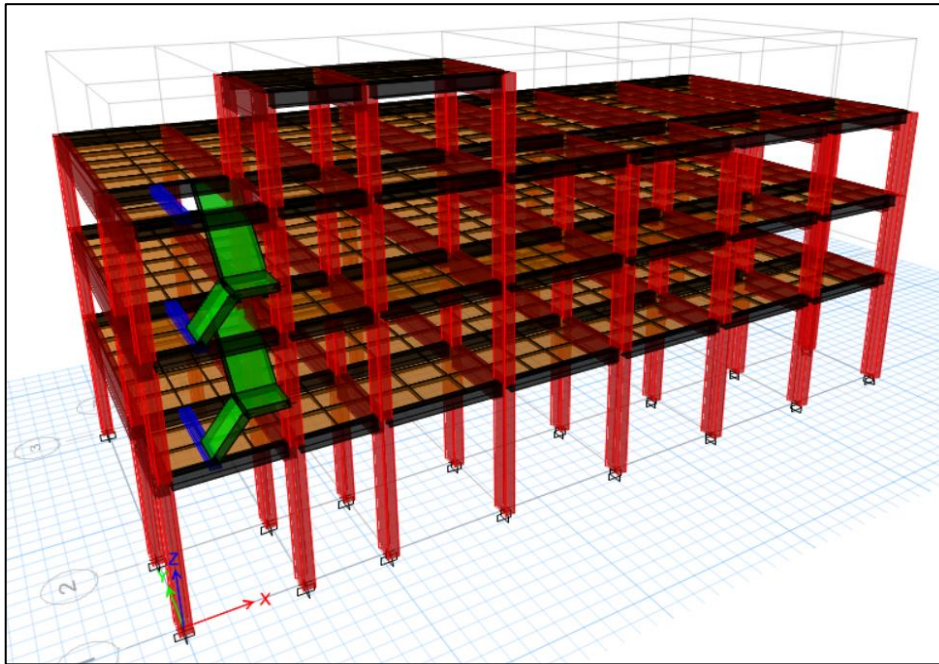


Figura 5: Modelo matemático de la estructura existente de 3 niveles

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 16 se muestran los periodos de vibración y la masa participativa para los diferentes modos de vibración de la estructura existente de 3 niveles.

Tabla 16: Porcentaje de masa participativa de la estructura existente de 3 niveles

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.773	0.9642	0.0008	0.0006
Modal	2	0.437	0.0016	0.5615	0.386
Modal	3	0.385	0.0001	0.3859	0.565
Modal	4	0.222	0.0303	0.0016	0.0006
Modal	5	0.134	0.0015	0.0102	0.0142
Modal	6	0.128	0.0018	0.0211	0.0045
Modal	7	0.115	0.0004	0.0142	0.0226
Modal	8	0.103	0.0002	6.76E-06	0.0027
Modal	9	0.073	5.83E-06	0.0031	0.0013
Modal	10	0.064	2.57E-06	0.001	0.0022
Modal	11	0.057	0	0.0004	0.0004
Modal	12	0.048	0	0.0001	0.0001

Fuente: Adaptado del ETABS

De acuerdo con el factor de masa participativa se determina que los periodos de vibración de la estructura en X e Y se da en los dos primeros modos.

En la tabla 17 se muestra los periodos de vibración predominantes para dirección X e Y, los cuales fueron obtenidos mediante la tabla 16.

Tabla 17: Periodos de vibración de la estructura existente

	T (seg)
Dirección X	0.773
Dirección Y	0.437

Fuente: Adaptado del ETABS

5.1.3. Parámetros Sísmicos

En la tabla 18 se muestran los parámetros sísmicos obtenidos mediante las tablas 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 explicadas en el capítulo II.

Tabla 18: Parámetros sísmicos

Z	0.45
U	1.3
C	2.5
S	2.5
Ro	8
Tp	1
Tl	1.6

Fuente: Elaboración propia

- ✓ **Factores de irregularidad:** No se obtuvieron factores de irregularidad'

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

- ✓ **Coficiente de reducción de fuerzas sísmicas**

$$R_x = R_y = R_o \times I_a \times I_p = 8$$

5.1.4. Análisis estático

Con los parámetros sísmico y peso de la edificación, obtenidos según la norma E030-2018, realizaremos el análisis estático de la estructura.

5.1.5. Peso de la edificación

Como la edificación es de la categoría tipo B, ya que es una estructura importante debido a que se reúne gran cantidad de persona, se estimara el peso tomando el 100% de la carga muerta y 50% de la carga viva.

En la tabla 19 se muestran los pesos obtenidos por piso obtenidos del análisis modal de la estructura existente.

Tabla 19: Peso de edificación existente

Story	Load Case/Combo	Location	P	PxPISO
			tonf	tonf
Story4	100%CM + 50% CV	Bottom	27.9462	27.9462
Story3	100%CM + 50% CV	Bottom	262.2789	234.3327
Story2	100%CM + 50% CV	Bottom	610.4273	348.1484
Story1	100%CM + 50% CV	Bottom	966.0738	355.6465

Fuente: Adaptado del ETABS

Peso total = 966.0738 ton.

✓ **Fuerza cortante en la base**

Mediante la ecuación 5 detallado en el capítulo II, se obtuvo como cortante en la base el siguiente valor:

$$V_{basal} = \frac{0.45 \times 1.3 \times 2.5 \times 1.1}{8} \times 966.07$$

$$V_{basal} = 194.27 \text{ ton}$$

5.1.6. Análisis dinámico modal espectral

Para este análisis se crea un espectro de aceleraciones en función a los valores de T_p y T_l .

En la tabla 20 se muestra un espectro de aceleraciones para periodos variables con un incremento constante de 0.1 seg.

Tabla 20: T vs C, R = 8

	T (seg)	C	Sa
	0	2.5	1.973
	0.1	2.5	1.973
	0.2	2.5	1.973
	0.3	2.5	1.973
	0.4	2.5	1.973
	0.5	2.5	1.973
	0.6	2.5	1.973
	0.7	2.5	1.973
	0.8	2.5	1.973
	0.9	2.5	1.973
Tp	1	2.5	1.973
	1.1	2.273	1.793
	1.2	2.083	1.644
	1.3	1.923	1.517
	1.4	1.786	1.409
	1.5	1.667	1.315
Tl	1.6	1.563	1.233
	1.7	1.384	1.092
	1.8	1.235	0.974
	1.9	1.108	0.874
	2	1	0.789
	2.1	0.907	0.716
	2.2	0.826	0.652
	2.3	0.756	0.597
	2.4	0.694	0.548
	2.5	0.64	0.505

Fuente: Elaboración propia

En la figura 6 se muestra de manera grafica mediante un conjunto de puntos el espectro de aceleraciones obtenidos en la tabla 20.

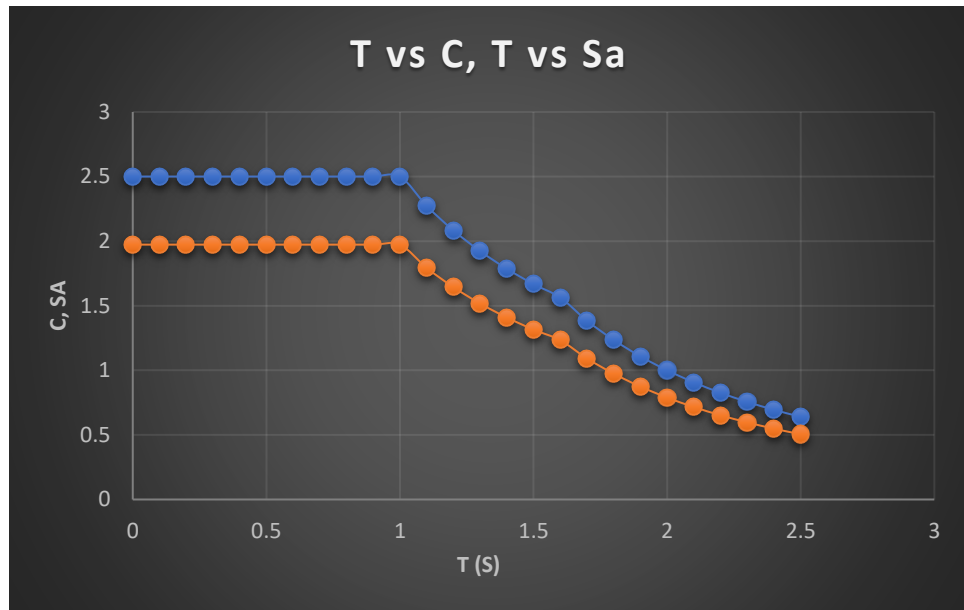


Figura 6: Espectro de diseño R = 8

Fuente: Elaboración propia

Una vez creado nuestro espectro de aceleraciones, lo ingresamos al ETABS para obtener desplazamientos laterales de entrepiso y poder verificar con la norma E030-2018.

5.1.7. Desplazamientos laterales

Una vez realizado el análisis sísmico estático y dinámico, se procede a obtener las derivas para verificar si cumple con una rigidez acorde a la norma E030-2018.

Como la estructura es regular, según la norma los desplazamientos obtenidos serán castigados con un 0.75

En la tabla 21 se muestran los desplazamientos laterales en dirección X obtenidos del análisis dinámico mediante el programa ETABS.

Tabla 21: Desplazamiento laterales - sismo dinámico - XX

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	
Story4	DSDX Max	X	0.004095	CUMPLE
Story3	DSDX Max	X	0.00866	NO CUMPLE
Story2	DSDX Max	X	0.01789	NO CUMPLE
Story1	DSDX Max	X	0.032181	NO CUMPLE

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 22 se muestran los desplazamientos laterales en dirección Y obtenidos del análisis dinámico mediante el programa ETABS.

Tabla 22: Desplazamiento laterales - sismo dinámico - YY

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	
Story4	DSDY Max	Y	0.0021	CUMPLE
Story3	DSDY Max	Y	0.004501	CUMPLE
Story2	DSDY Max	Y	0.008596	NO CUMPLE
Story1	DSDY Max	Y	0.011377	NO CUMPLE

Fuente: Adaptado del ETABS

CAPITULO VI: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

6.1. Análisis sísmico de la edificación ampliada

Realizaremos el análisis sísmico de la nueva propuesta estructural, que se fundamenta en el aumento de pisos, esto quiere decir que tendremos una nueva estructura de 5 niveles y 1 nivel de tanque elevado.

La nueva propuesta estructural consiste en la incorporación de muros de concreto armado de manera simétrica y sin afectar la arquitectura.

6.1.1. Cargas de servicio y sección de elementos estructurales

Las cargas en la nueva propuesta de ampliación serán las mismas del segundo nivel, esto quiere decir que las cargas actuantes del segundo nivel se replicaran en los pisos aumentados.

Para los pisos 4 y 5 se usaran vigas cuyas secciones son (0.25x0.65) m y (0.25x0.35) m.

6.1.2. Modelamiento y análisis modal

Una vez modelado la nueva propuesta estructural, obtendremos los nuevos valores del peso de la edificación y periodos de vibración, para poder realizar el análisis sísmico.

En la figura 7 se muestra la estructura ampliada de 3 a 5 niveles mediante un modelo matemático elaborado en el programa ETABS.

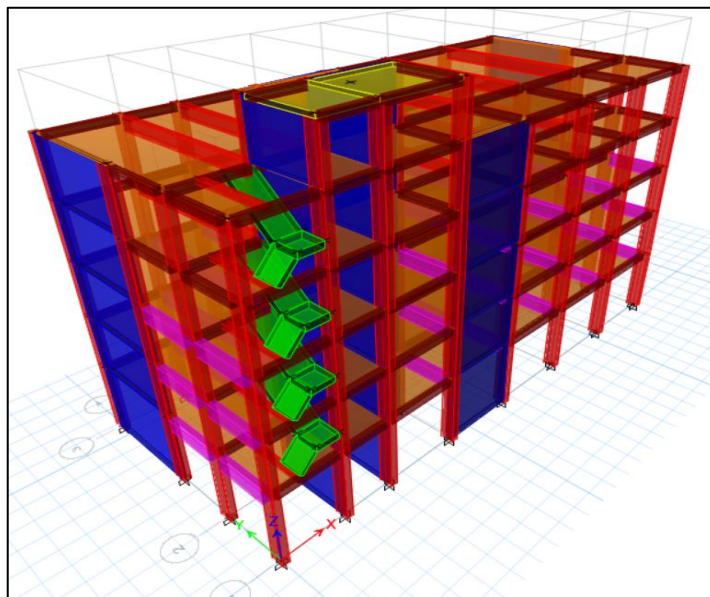


Figura 7: Modelo matemático de la estructura ampliada y reforzada

Fuente: Adaptado del ETABS.

Este modelamiento es la estructuración final el cual está cumpliendo con los requisitos de la norma E030-2018, que se detallara en las siguientes líneas.

En la tabla 23 se muestra los periodos de vibración y el porcentaje de masa participativa para los distintos modos de vibración de la estructura ampliada.

Tabla 23: Porcentaje de masa participativa de la ampliación estructural

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.323	0.7175	0.0349	0.0012
Modal	2	0.28	0.0333	0.7046	0.0152
Modal	3	0.208	0.0046	0.0081	0.7282
Modal	4	0.083	0.1799	0.0053	0.0022
Modal	5	0.076	0.0032	0.1799	0.0032
Modal	6	0.055	0.0006	1.31E-05	0.1529
Modal	7	0.052	0.0121	0.014	0.0323
Modal	8	0.04	0.032	0.0066	0.0077
Modal	9	0.035	0.0021	0.0335	0.0004
Modal	10	0.03	0.0074	2.17E-06	0.0175
Modal	11	0.026	0.0048	0.0003	0.0148
Modal	12	0.024	0.0001	0.0076	1.41E-05
Modal	13	0.023	0.0016	0.0019	0.0086
Modal	14	0.021	0.0004	0.0006	0.0043
Modal	15	0.02	4.41E-06	0.0008	0.001
Modal	16	0.018	5.00E-06	0.0011	0.0067
Modal	17	0.017	3.09E-06	0	2.51E-05
Modal	18	0.016	2.65E-06	0	3.99E-06

Fuente: Adaptado del ETABS

De acuerdo al factor de masa participativa se observa que los periodos de vibración de la estructura en X e Y, se obtiene en los dos primeros modos.

En la tabla 24 se muestran los periodos de vibración predominantes en dirección X e Y obtenidos de la tabla 23.

Tabla 24: Periodo de vibración de la ampliación estructural

	T (seg)
Dirección X	0.323
Dirección Y	0.28

Fuente: Adaptado del ETABS

6.1.3. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos “Z, U, S, C”, ya que la zona, uso, tipo de suelo no se han modificado, el coeficiente de amplificación sigue siendo el mismo valor, debido a que el periodo ha disminuido, y sigue siendo menor que el periodo corto del suelo.

- ✓ **Coefficiente de reducción (Ro):** Debido a la existencia de muros de corte, se considera un sistema de muros estructurales.

$$R_{ox} = 6$$

$$R_{oy} = 6$$

- ✓ **Factores de irregularidad:** No se obtuvieron factores de irregularidad.

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

- ✓ **Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas:**

$$R = R_o \times I_a \times I_p = 6$$

6.1.4. Análisis estático de la edificación ampliada

Con los parámetros sísmicos obtenidos de la norma, y el nuevo peso de la edificación ampliada se realizará el análisis estático de la estructura.

6.1.5. Peso de la edificación ampliada

Se estimará el peso de la estructura según indica la norma E030-2018, se obtendrá un mayor peso ya que aumentará la carga.

En la tabla 25 se muestra el peso de la estructura ampliada de 3 a 5 niveles.

Tabla 25: Peso según norma de la ampliación estructural

Story	Load Case/Combo	Location	P
			tonf
Story6	PESO SEGUN NORMA	Bottom	48.003
Story5	PESO SEGUN NORMA	Bottom	285.6127
Story4	PESO SEGUN NORMA	Bottom	621.0043
Story3	PESO SEGUN NORMA	Bottom	966.9735
Story2	PESO SEGUN NORMA	Bottom	1312.9427
Story1	PESO SEGUN NORMA	Bottom	1674.6371

Fuente: Adaptado del ETABS

$$Peso\ total = 1674.6\ ton$$

✓ Fuerza cortante en la base

Mediante la ecuación 5 del capítulo II, se obtendrá la fuerza cortante en la base de la ampliación estructural.

$$V\ basal = \frac{0.45 \times 1.3 \times 2.5 \times 1.1}{6} \times 1674.6$$

$$V\ basal = 449\ ton$$

6.1.6. Análisis modal espectral

Para la nueva propuesta estructural se realizará un registro de aceleraciones espectrales, debido a que no será el mismo espectro de la estructura inicial, porque se está trabajando con otro coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

En la tabla 26 se muestra el espectro de aceleraciones para periodos variables con incrementos de 0.1 seg, para la estructura ampliadas de 3 a 5 niveles.

Tabla 26: T vs C, R = 6

	T (seg)	C	Sa
	0	2.5	2.63
	0.1	2.5	2.63
	0.2	2.5	2.63
	0.3	2.5	2.63
	0.4	2.5	2.63
	0.5	2.5	2.63
	0.6	2.5	2.63
	0.7	2.5	2.63
	0.8	2.5	2.63
	0.9	2.5	2.63
Tp =	1	2.5	2.63
	1.1	2.273	2.391
	1.2	2.083	2.192
	1.3	1.923	2.023
	1.4	1.786	1.879
	1.5	1.667	1.754
Tl =	1.6	1.563	1.644
	1.7	1.384	1.456
	1.8	1.235	1.299
	1.9	1.108	1.166
	2	1	1.052
	2.1	0.907	0.954
	2.2	0.826	0.87
	2.3	0.756	0.796
	2.4	0.694	0.731
	2.5	0.64	0.673

Fuente: Elaboración propia

En la figura 8 se muestra de manera gráfica mediante un conjunto de puntos el espectro de aceleraciones obtenidos en la tabla 26, para la estructura ampliada.

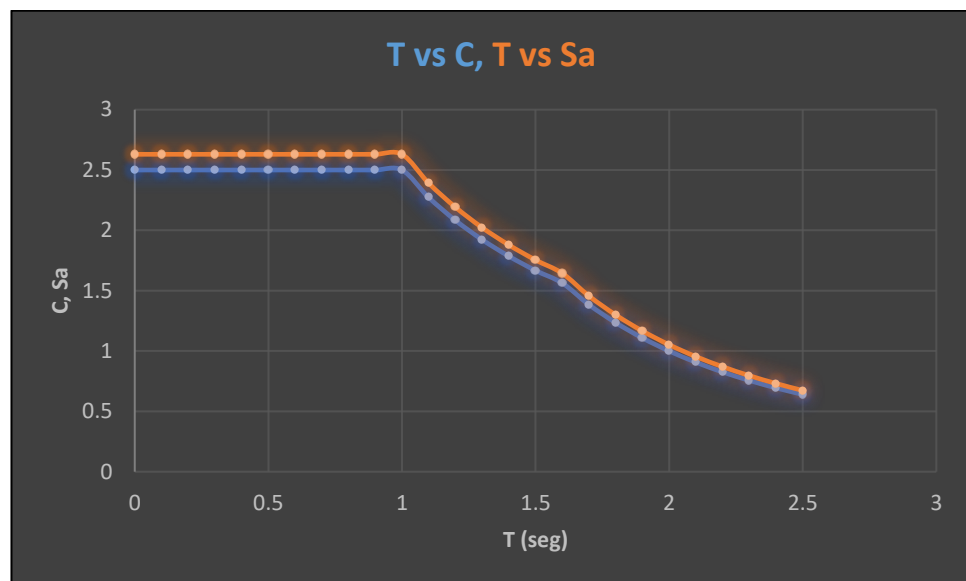


Figura 8: Espectro de diseño R = 6

Fuente: Elaboración propia.

Una vez creado nuestro espectro de diseño, lo ingresamos al ETABS para obtener desplazamientos laterales y verificar con la norma E030-2018.

CAPITULO VII: PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS

7.1. Desplazamientos laterales

Una vez realizado el análisis sísmico estático y dinámico, se procede a obtener las derivas para verificar si cumple con una rigidez acorde a la norma E030-2018. Como la estructura es regular, según la norma los desplazamientos obtenidos serán castigados con un 0.75R.

En la tabla 27 se muestra los desplazamientos laterales en dirección X, de la estructura ampliada obtenidos del análisis dinámico mediante el programa ETABS.

Tabla 27: Desplazamientos laterales de la estructura ampliada en X-X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Story6	DSDX Max	X	0.003341
Story5	DSDX Max	X	0.003176
Story4	DSDX Max	X	0.003323
Story3	DSDX Max	X	0.003214
Story2	DSDX Max	X	0.002752
Story1	DSDX Max	X	0.001499

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 28 se muestra los desplazamientos laterales en dirección Y, de la estructura ampliada obtenidos del análisis dinámico mediante el programa ETABS.

Tabla 28: Desplazamientos laterales de la estructura ampliada en Y-Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
Story6	DSDY Max	Y	0.002719
Story5	DSDY Max	Y	0.002989
Story4	DSDY Max	Y	0.003057
Story3	DSDY Max	Y	0.00281
Story2	DSDY Max	Y	0.002421
Story1	DSDY Max	Y	0.001428

Fuente: Adaptado del ETABS

7.2. Verificación de reducción (Ro)

Obtendremos mediante el ETABS el porcentaje que toman los muros de corte para así verificar el sistema estructural de la edificación.

En la tabla 29 se muestran las fuerzas cortantes que toman las placas de la estructura ampliada en dirección X obtenidos del análisis mediante el programa ETABS.

Tabla 29: Cortante que toman las placas - sismo XX

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	Vx
				tonf
Story1	P1	SDX Max	Bottom	0.8517
Story1	P2	SDX Max	Bottom	134.0278
Story1	P3	SDX Max	Bottom	0.8069
Story1	P4	SDX Max	Bottom	85.6905
Story1	P5	SDX Max	Bottom	98.7702
Story1	P6	SDX Max	Bottom	1.7142
			VXP	321.8613

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 30 se muestran las fuerzas cortantes que toman las placas de la estructura ampliada en dirección Y obtenidos del análisis mediante el programa ETABS.

Tabla 30: Cortante que toman las placas - sismo YY

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	Vy
				tonf
Story1	P1	SDY Max	Bottom	70.4091
Story1	P2	SDY Max	Bottom	0.5352
Story1	P3	SDY Max	Bottom	132.9948
Story1	P4	SDY Max	Bottom	2.7292
Story1	P5	SDY Max	Bottom	52.4124
Story1	P6	SDY Max	Bottom	38.8349
			VyP	297.9156

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 31 se muestran las fuerzas cortantes que toman las columnas de la estructura ampliada en dirección X obtenidos del análisis mediante el programa ETABS.

Tabla 31: Cortante que toman las columnas - sismo XX

Story	Column	Load Case/Combo	VX
Story1	C1	SDX Max	0.3302
Story1	C2	SDX Max	0.1787
Story1	C4	SDX Max	0.3316
Story1	C5	SDX Max	0.7868
Story1	C6	SDX Max	0.5632
Story1	C7	SDX Max	0.6503
Story1	C8	SDX Max	0.3022
Story1	C9	SDX Max	0.9144
Story1	C10	SDX Max	0.2222
Story1	C11	SDX Max	0.2982
Story1	C12	SDX Max	0.2337
Story1	C13	SDX Max	0.2222
Story1	C14	SDX Max	0.6983
Story1	C15	SDX Max	0.2319
Story1	C16	SDX Max	0.6246
Story1	C17	SDX Max	0.5451
Story1	C18	SDX Max	0.7659
Story1	C19	SDX Max	0.4458
Story1	C20	SDX Max	0.4967
Story1	C21	SDX Max	0.4691
Story1	C22	SDX Max	0.1656
Story1	C23	SDX Max	0.1992
Story1	C3	SDX Max	0.1945
Story1	C24	SDX Max	0.1946
Story1	C27	SDX Max	0.1918
Story1	C28	SDX Max	0.1715
		VXC =	10.4283

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 32 se muestran las fuerzas cortantes que toman las columnas de la estructura ampliada en dirección Y obtenidos del análisis mediante el programa ETABS.

Tabla 32: Cortante que toman las columnas - sismo YY

Story	Column	Load Case/Combo	VY
Story1	C1	SDY Max	1.1596
Story1	C2	SDY Max	2.45
Story1	C4	SDY Max	0.4501
Story1	C5	SDY Max	0.5033
Story1	C6	SDY Max	1.0313
Story1	C7	SDY Max	0.6234
Story1	C8	SDY Max	0.7041
Story1	C9	SDY Max	1.0886
Story1	C10	SDY Max	0.9535
Story1	C11	SDY Max	1.6317
Story1	C12	SDY Max	1.004
Story1	C13	SDY Max	1.3064
Story1	C14	SDY Max	2.2301
Story1	C15	SDY Max	1.025
Story1	C16	SDY Max	1.6565
Story1	C17	SDY Max	2.1818
Story1	C18	SDY Max	1.2411
Story1	C19	SDY Max	1.8161
Story1	C20	SDY Max	2.3926
Story1	C21	SDY Max	1.3447
Story1	C22	SDY Max	2.1854
Story1	C23	SDY Max	4.2962
Story1	C3	SDY Max	0.4822
Story1	C24	SDY Max	0.9232
Story1	C27	SDY Max	0.5734
Story1	C28	SDY Max	1.071
		VYC =	36.3253

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 33 se muestran el porcentaje de fuerza cortante que toman las placas obtenidos mediante las tablas 29, 30, 31 y 32.

Tabla 33: Porcentaje de cortante que toman las placas

% VXP =	97%	tonf
% VYP =	89%	tonf

Fuente: Adaptado del ETABS

Con los porcentajes descritos en la tabla 33 se verifica que el sistema estructural predominante en la estructura es de muros estructurales con un $R=6$.

7.3. Verificación de irregularidades – en altura

✓ Irregularidad de rigidez - piso blando

A continuación, verificaremos si la estructura presenta irregularidad de piso blando, mediante la rigidez de cada entrepiso, en ambas direcciones X e Y.

En la tabla 34 se muestran los valores de rigidez en dirección X de cada entrepiso obtenidos mediante el programa ETABS, para determinar si la estructura presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 34: Piso blando - sismo XX

Story	Load Case	Kx	Kxi	0.7Ki	VERIFICACION	$0.8(Ki+1+Ki+2+Ki+3)/3$	
		tonf/m	ton/m	ton/m		ton/m	
Story6	SDX	12003.253	12003.253	8402.2771	REGULAR		
Story5	SDX	47979.525	35976.272	25183.3904	REGULAR		
Story4	SDX	88820.26	40840.735	28588.5145	REGULAR	23685.40267	REGULAR
Story3	SDX	126774.166	37953.906	26567.7342	REGULAR	30605.5768	REGULAR
Story2	SDX	168567.026	41792.86	29255.002	REGULAR	32156.66693	REGULAR
Story1	SDX	249923.797	81356.771				

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 35 se muestran los valores de rigidez en dirección Y de cada entrepiso obtenidos mediante el programa ETABS, para determinar si la estructura presenta irregularidad de piso blando.

Tabla 35: Piso blando - sismo YY

Story	Load Case	Kx	Kxi	0.7Ki	VERIFICACION	0.8(Ki+1+Ki+2+Ki+3)/3	
		tonf/m	ton/m	ton/m		ton/m	
Story6	SDY	13924.164	13924.164	9746.9148	REGULAR		
Story5	SDY	59332.234	45408.07	31785.649	REGULAR		
Story4	SDY	112522.907	53190.673	37233.4711	REGULAR	30006.10853	REGULAR
Story3	SDY	168253.693	55730.786	39011.5502	REGULAR	41154.54107	REGULAR
Story2	SDY	226268.683	58014.99	40610.493	REGULAR	44516.3864	REGULAR
Story1	SDY	321469.674	95200.991				

Fuente: Adaptado del ETABS

Mediante la tabla 34 y 35, se determina que no presenta irregularidad por piso blando.

✓ Irregularidad de resistencia – piso débil

A continuación, verificaremos si la edificación presenta irregularidad de piso débil, mediante las fueras cortantes acumuladas por entrepiso en ambas direcciones X e Y.

En la tabla 36 se muestran las fuerzas cortantes en dirección X obtenidos del análisis dinámico mediante el programa ETABS, para verificar si la estructura presenta irregularidad de piso débil.

Tabla 36: Piso débil - sismo XX

Story	Load Case	Vx	80%Vx	VERIFICACION
		tonf	tonf	
Story6	SDX	20.9027	16.72216	REGULAR
Story5	SDX	101.5166	81.21328	REGULAR
Story4	SDX	192.9422	154.35376	REGULAR
Story3	SDX	259.2238	207.37904	REGULAR
Story2	SDX	304.1185	243.2948	REGULAR
Story1	SDX	328.5335		

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 37 se muestran las fuerzas cortantes en dirección Y obtenidos del análisis dinámico mediante el programa ETABS, para verificar si la estructura presenta irregularidad de piso débil.

Tabla 37: Piso débil - sismo YY

Story	Load Case	Vy	80%Vy	VERIFICACION
		tonf	tonf	
Story6	SDY	18.7312	14.98496	REGULAR
Story5	SDY	99.321	79.4568	REGULAR
Story4	SDY	189.7605	151.8084	REGULAR
Story3	SDY	254.8137	203.85096	REGULAR
Story2	SDY	299.1608	239.32864	REGULAR
Story1	SDY	323.8735		

Fuente: Adaptado del ETABS

Mediante la Tabla 36 y 37, se determina que el proyecto no presenta irregularidad de piso débil.

✓ Irregularidad de masa o peso

A continuación, verificaremos si la estructura presenta irregularidad de masa o peso, obteniendo el peso por cada nivel de la estructura.

En la tabla 38 se muestra los pesos de cada nivel de la estructura ampliada obtenido del análisis mediante el programa ETABS, para verificar si la estructura presenta irregularidad de masa o peso.

Tabla 38: Masa o peso XX

Story	Load Case/Combo	Location	P	P POR PISO	1.5P POR PISO	VERIFICACION
			tonf	tonf	tonf	
Story6	PESO SEGUN NORMA	Bottom	48.003	48.003		
Story5	PESO SEGUN NORMA	Bottom	285.6127	237.6097	356.41455	REGULAR
Story4	PESO SEGUN NORMA	Bottom	621.0043	335.3916	503.0874	REGULAR
Story3	PESO SEGUN NORMA	Bottom	966.9735	345.9692	518.9538	REGULAR
Story2	PESO SEGUN NORMA	Bottom	1312.9427	345.9692	518.9538	REGULAR
Story1	PESO SEGUN NORMA	Bottom	1674.6371	361.6944		

Fuente: Adaptado del ETABS

Mediante la Tabla 38, se determina que el proyecto no presenta irregularidad de masa o peso.

✓ **Irregularidad de geometría vertical**

Nuestro proyecto no presenta irregularidad de geometría vertical ya que son plantas con mismas longitudes en todos los pisos.

✓ **Discontinuidad de los elementos resistente**

Nuestro proyecto no presenta discontinuidad de elementos resistente ya que nuestras secciones de elementos resistentes (columnas y placas) son de una misma sección en todos los pisos.

7.4. Verificación de irregularidades – en planta

✓ **Irregularidad torsional**

A continuación, verificaremos si la estructura presenta irregularidad torsional, obteniendo el máximo desplazamiento en un extremo del edificio, así como el promedio de los desplazamientos de los extremos del mismo entrepiso, en ambas direcciones X e Y.

En la tabla 39 se muestra los desplazamientos máximos en dirección X de cada entrepiso obtenidos del análisis mediante el programa ETABS, para verificar si la estructura presenta irregularidad torsional.

Tabla 39: Irregularidad torsional - sismo XX

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACION
Story6	DSDX Max	Diaph D6 X	0.003341	0.003135	1.066	REGULAR
Story5	DSDX Max	Diaph D5 X	0.003176	0.003103	1.023	REGULAR
Story4	DSDX Max	Diaph D4 X	0.003323	0.003258	1.02	REGULAR
Story3	DSDX Max	Diaph D3 X	0.003214	0.003158	1.018	REGULAR
Story2	DSDX Max	Diaph D2 X	0.002752	0.002706	1.017	REGULAR
Story1	DSDX Max	Diaph D1 X	0.001499	0.001479	1.014	REGULAR

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 40 se muestra los desplazamientos máximos en dirección Y de cada entrepiso obtenidos del análisis mediante el programa ETABS, para verificar si la estructura presenta irregularidad torsional.

Tabla 40: Irregularidad torsional - sismo YY

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACION
Story6	DSDY Max	Diaph D6 Y	0.002719	0.002421	1.123	REGULAR
Story5	DSDY Max	Diaph D5 Y	0.002989	0.002511	1.19	REGULAR
Story4	DSDY Max	Diaph D4 Y	0.003057	0.002541	1.203	REGULAR
Story3	DSDY Max	Diaph D3 Y	0.00281	0.002331	1.205	REGULAR
Story2	DSDY Max	Diaph D2 Y	0.002421	0.001983	1.221	REGULAR
Story1	DSDY Max	Diaph D1 Y	0.001428	0.001133	1.26	REGULAR

Fuente: Adaptado del ETABS

Mediante la tabla 39 y 40, se determina que el proyecto no presenta irregularidad torsional.

✓ **Irregularidad de esquina entrante**

La estructura no presenta esquina entrante ya que no presenta ductos en su estructura.

✓ **Discontinuidad de diafragma**

El proyecto no presenta irregularidad de diafragma ya que no tenemos ductos.

✓ **Sistemas no paralelos**

El proyecto no presenta irregularidad de sistema no paralelos, ya que los elementos resistentes son paralelos a lo largo del edificio.

7.5. Fuerza cortante mínima

Escalaremos la fuerza cortante mínima para cumplir con lo exigido en la norma E030-2018.

En la tabla 41 se muestra la fuerza cortante en dirección X e Y obtenido del análisis dinámico.

Tabla 41:Fuerza cortante - sismo dinámico

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
Story1	SDX Max	Bottom	328.5335	79.9912
Story1	SDY Max	Bottom	79.9912	323.8735

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 42 se muestra el escalamiento de fuerzas para cumplir con la fuerza cortante mínima de diseño.

Tabla 42: Escalamiento de fuerzas

DIRECCION	V ESTATICO	80% V ESTATICO	V DINAMICO	FACTOR DE ESCALA
X-X	449	359.2	328.53	1.093
Y-Y	449	359.2	323.87	1.109

Fuente: Adaptado del ETABS

7.6. Diseño del reforzamiento estructural de la estructura ampliada

Cumpliendo los requisitos de la norma E030-2018, se procederá a diseñar los nuevos elementos estructural de la ampliación.

En la figura 9 se muestra la planta de los pisos 4 y 5 de la estructura ampliada.

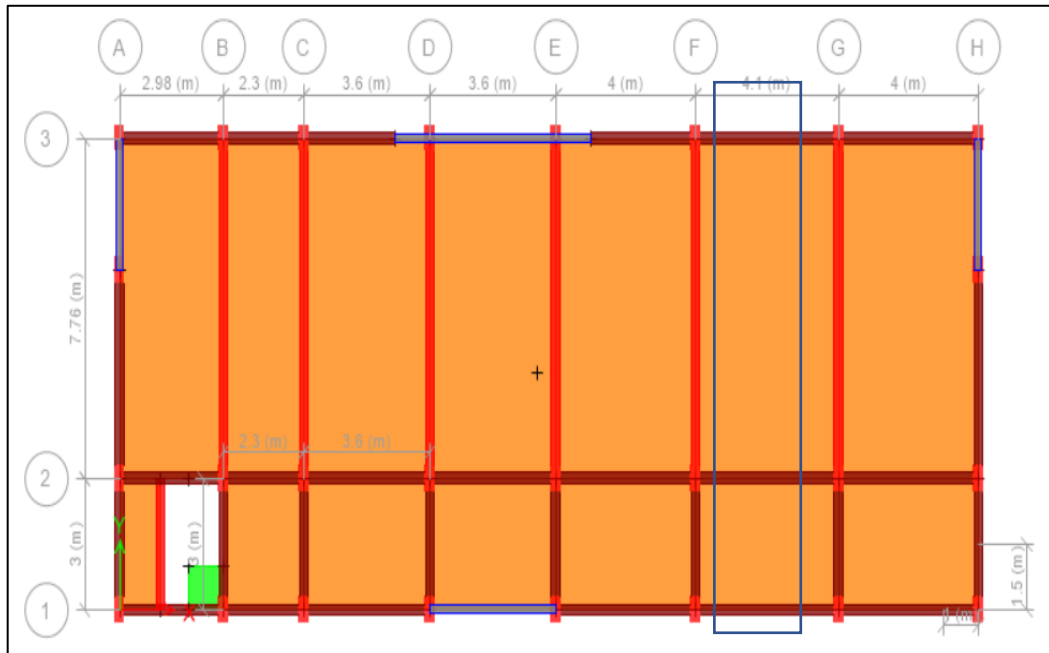


Figura 9: Vista en planta de la estructura reforzada - piso 4 y 5

Fuente: Adaptado del ETABS

7.6.1. Diseño de viga

- Diseño de viga por flexión

A continuación, se realizará el diseño de una viga de la estructura ampliada, usando los conceptos de diseño por flexión, para realizar el diseño por flexión nos apoyaremos con los momentos calculados para las combinaciones de diseño que se especifica en la norma E060.

Se tomará la viga que tiene dos tramos del cuarto nivel ubicada en los ejes F-F y 1-3.

Datos:

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad B1 = 25 \text{ cm} \quad B2 = 25 \text{ cm}$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad H1 = 65 \text{ cm} \quad H2 = 35 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.9 \quad Rec = 8 \text{ cm}$$

Calcularemos el área de acero con los momentos máximos para la combinación de la envolvente de la viga (0.25x0.65) m, obtenidos mediante el programa ETABS.

En la figura 10 se muestra el diagrama de momento flector y fuerza cortante de la viga (0.25x0.65) m para la combinación de la envolvente.

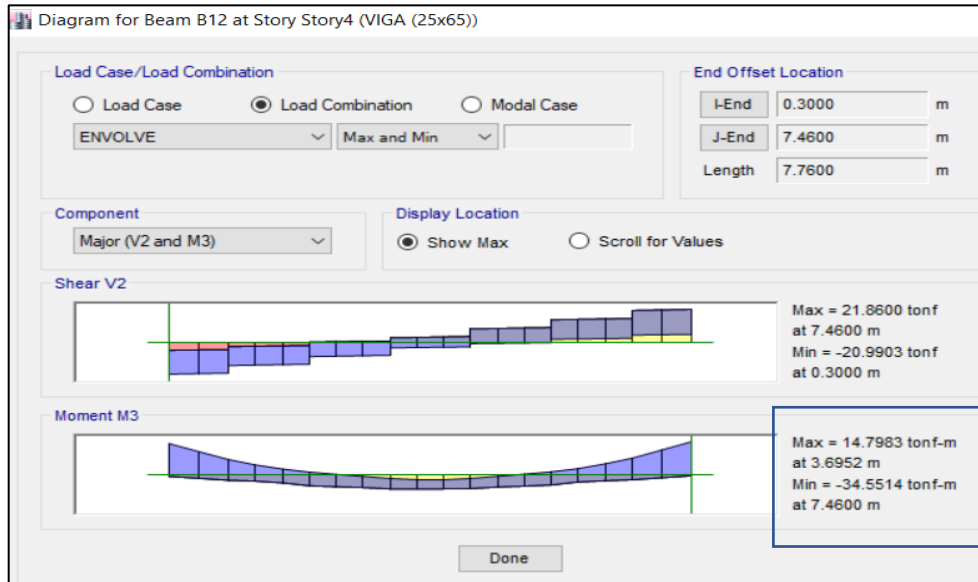


Figura 10: DMF Y DFC para la viga (0.25x0.65) m

Fuente: Adaptado del ETABS

Primer Tramo:

M max (-) = 34.5514 ton.m

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 34.5514 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times (65 - 8)^2}}$$

$$\omega = 0.2672$$

$$\rho = \frac{0.2672 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.01336$$

$$A_s = 0.01336 \times 25 \times 57$$

$$A_s = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$M \text{ max (+)} = 14.7983 \text{ ton.m}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 14.7983 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times (65 - 8)^2}}$$

$$\omega = 0.1026$$

$$\rho = \frac{0.1026 \times 210}{4200}$$

- Cuantia requerida

$$\rho = 0.0051$$

$$As = 0.0051 \times 25 \times 57$$

$$As = 7.31 \text{ cm}^2$$

- Cuantia minima

$$\rho \text{ min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0024$$

$$As \text{ min} = 0.0024 \times 25 \times 57$$

$$As \text{ min} = 3.42 \text{ cm}^2$$

- Cuantia maxima

$$\rho \text{ bal} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6000}{4200 \times (6000 + 4200)}$$

$$\rho \text{ bal} = 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ max} = 0.0159 \times 25 \times 57$$

$$As \text{ max} = 22.71 \text{ cm}^2$$

Calcularemos el área de acero con los momentos máximos para la combinación de la envolvente de la viga (0.25x0.35) m, obtenidos mediante el programa ETABS.

En la figura 11 se muestra el diagrama de momento flector y fuerza cortante de la viga (0.25x0.35) m, para la combinación de la envolvente.

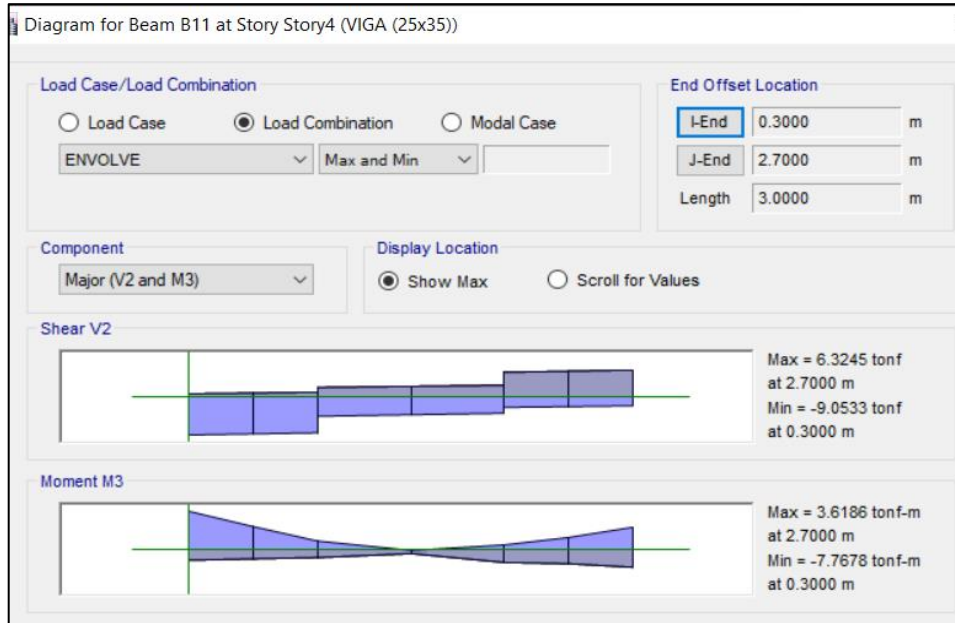


Figura 11: DMF y DFC para viga (0.25x0.35) m

Fuente: Adaptado del ETABS

Primer Tramo:

$$M_{\max(-)} = 7.7686 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 7.7686 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times (35 - 8)^2}}$$

$$\omega = 0.2679$$

$$\rho = \frac{0.2679 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.0134$$

$$A_s = 0.0134 \times 25 \times 27$$

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$M \text{ max (+)} = 3.6186 \text{ ton.m}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 3.6186 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times (35 - 8)^2}}$$

$$\omega = 0.1126$$

$$\rho = \frac{0.1126 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.0056$$

$$As = 0.0056 \times 25 \times 27$$

$$As = 3.8 \text{ cm}^2$$

- Cuantía mínima

$$\rho \text{ min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0024$$

$$As \text{ min} = 0.0024 \times 25 \times 57$$

$$As \text{ min} = 3.42 \text{ cm}^2$$

- Cuantía máxima

$$\rho \text{ bal} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6000}{4200 \times (6000 + 4200)}$$

$$\rho \text{ bal} = 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ max} = 0.0159 \times 25 \times 57$$

$$As \text{ max} = 22.71 \text{ cm}^2$$

- Diseño de viga por corte para viga

Para el diseño por corte se tiene que cumplir lo exigido por la norma E060, en donde nuestra cortante última actuante tiene que ser menor o igual al cortante que nos proporciona el concreto y el acero en conjunto.

Para este procedimiento obtendremos valores de acuerdo a la norma E060, usaremos varillas de diámetro de 3/8” ya que nuestra varilla longitudinal máxima es de 3/4”, se trabajará en dos zonas de acuerdo a las especificaciones de la norma E060.

- **Viga (0.25x0.65) m**

Obtendremos el cortante ultimo a “d” de la cara.

$$d = h - rec$$

$$d = 65 - 8$$

$$d = 57cm$$

El primer estribo no debe ser espaciado a mayor de 10 cm por consecuencia, usaremos 5cm.

En la viga se dividirá en tres partes, en los extremos se llamará zona de confinamiento, y en el centro zona central.

La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte de la viga, y la zona central será el resto.

$$\text{Zona de confinamiento} = 2H = 2x(0.65) = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{Zona central} = \text{Luz libre} - 4H = 7.16 - 2.6 = 4.56 \text{ m}$$

Obtendremos el espaciamiento, que ser el menor de los siguientes valores.

$$d/4 = 14.25 \text{ cm}$$

$$10 \text{ } \emptyset \text{ var long.} = 12.7 \text{ cm}$$

$$24 \text{ } \emptyset \text{ var est} = 22.86 \text{ cm}$$

Se tomará como espaciamiento el menor valor, 12.7 cm, se recomienda usar múltiplos de 2.5, entonces usaremos 12.5 cm

En la zona central no debe ser espaciado a más de 0.5d.

Entonces en la zona central el espaciamiento será como máximo:

$$0.5 \times 57 = 28.5 \text{ cm}$$

Usaremos múltiplos de 2.5, entonces la separación será 27.5 cm.

Ahora verificaremos que el cortante ultimo sea menor o igual que el cortante nominal.

✓ Zona de confinamiento

En la figura 12 se muestra el valor de fuerza cortante a “d” de la cara de la viga (0.25x0.65) m para realizar el diseño por corte.

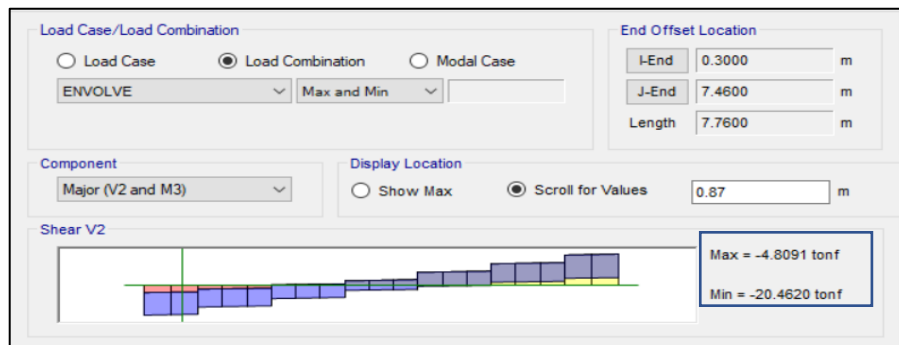


Figura 12: Fuerza cortante a "d" de la cara para la viga (0.25x0.65) m

Fuente: Adaptado del ETABS

En la zona de confinamiento se obtuvo un cortante ultimo a “d” de la cara, cuyo valor es 20.46 ton

Obtendremos el cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 57 = 10944 \text{ kg}$$

$$V_c = 10.944 \text{ ton}$$

Obtendremos el cortante que aporta el acero transversal

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 57}{12.5} = 27195 \text{ kg}$$

$$V_s = 27.20 \text{ ton}$$

Con los valores del V_c y V_s , se obtendrá el cortante nominal

$$V_n = 10.944 + 27.20 = 38.144 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 38.144$$

$$\phi V_n = 32.42 \text{ ton}$$

Se observa que, en la zona de confinamiento, el V_u es menor que ϕV_n , por consecuencia es correcto el diseño por corte.

✓ **En la zona central**

En la figura 13 se muestra el valor de fuerza cortante a “2h” de la cara de la viga (0.25x0.65) m, para realizar el diseño por corte.

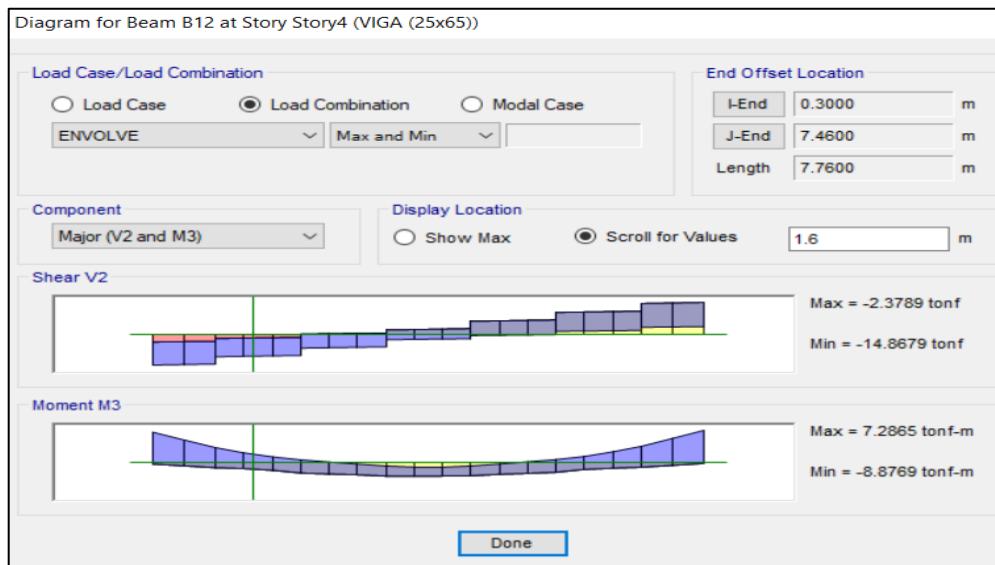


Figura 13: Fuerza cortante a "2h" de la cara para la viga (0.25x0.65) m

Fuente: Adaptado del ETABS

En la zona central a “2h” de la cara se obtuvo un cortante último cuyo valor es de 14.86 ton

Calcularemos el cortante que aporta el acero en la zona central.

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 57}{27.5}$$

$$V_s = 12361 \text{ kg}$$

$$V_s = 12.361 \text{ ton}$$

Con este valor obtendremos la cortante nominal en la zona central.

$$V_n = 12.361 + 10.94$$

$$V_n = 23.30 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 23.30$$

$$\phi V_n = 19.81 \text{ ton}$$

Se observa que, en la zona central, el V_u es menor que ϕV_n , por consecuencia es correcto el diseño por corte.

1 estribo $\phi 3/8$ ", 1@ 0.05m, 10@ 0.125m, resto@ 0.275m

- **Viga (0.25x0.35) m**

Obtendremos el cortante ultimo a “d” de la cara.

$$d = h - rec$$

$$d = 35 - 6$$

$$d = 29cm$$

El primer estribo no debe ser espaciado a mayor de 10 cm por consecuencia, usaremos 5cm.

En la viga se dividirá en tres partes, en los extremos se llamará zona de confinamiento, y en el centro zona central.

La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte de la viga, y la zona central será el resto.

$$\text{Zona de confinamiento} = 2H = 2 \times (0.35) = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Zona central} = \text{Luz libre} - 4H = 2.4 - 1.4 = 1 \text{ m}$$

Obtendremos el espaciamiento, que ser el menor de los siguientes valores.

$$d/4 \text{ o } 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ } \emptyset \text{ var long.} = 12.7 \text{ cm}$$

$$24 \text{ } \emptyset \text{ var est} = 22.86 \text{ cm}$$

Se tomará como espaciamiento el menor valor, 12.7 cm, se recomienda usar múltiplos de 2.5, entonces usaremos 12.5 cm

En la zona central no debe ser espaciado a más de 0.5d.

Entonces en la zona central el espaciamiento será como máximo:

$$0.5 \times 29 = 14.5 \text{ cm}$$

Usaremos múltiplos de 2.5, entonces la separación será 12.5 cm.

Ahora verificaremos que el cortante ultimo sea menor o igual que el cortante nominal.

✓ Zona de confinamiento

En la figura 14 se muestra el valor de fuerza cortante a “d” de la cara de la viga (0.25x0.35) m, para realizar el diseño por corte.

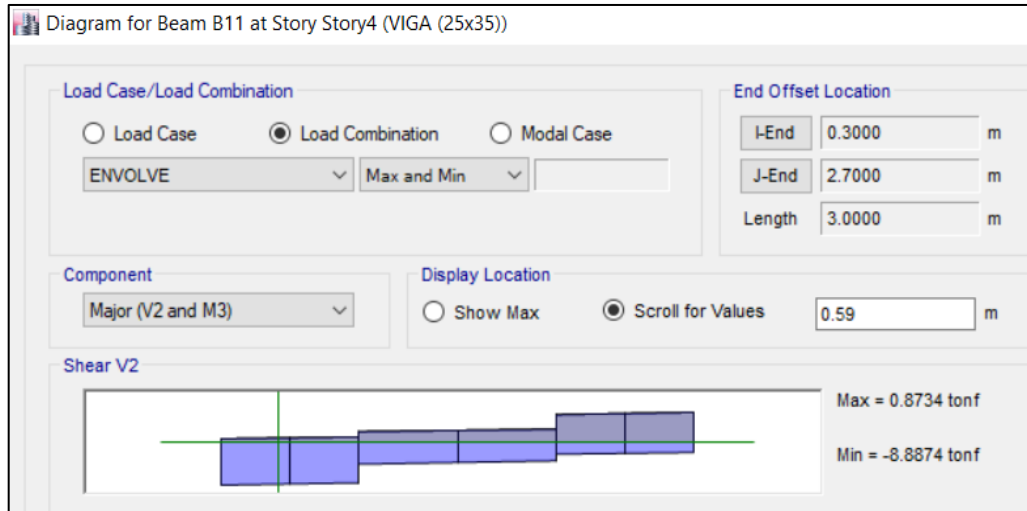


Figura 14: Fuera cortante a "d" de la cara para la viga (0.25x0.35) m

Fuente: Adaptado del ETABS

En la zona de confinamiento se obtuvo un cortante ultimo a “d” de la cara, cuyo valor es 8.89 ton

Obtendremos el cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 29 = 5568.31 \text{ kg}$$

$$V_c = 5.57 \text{ ton}$$

Obtendremos el cortante que aporta el acero transversal

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 29}{12.5} = 13836.48 \text{ kg}$$

$$V_s = 13.836 \text{ ton}$$

Con los valores del V_c y V_s , se obtendrá el cortante nominal

$$V_n = 5.57 + 13.836 = 19.41 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 19.41$$

$$\phi V_n = 16.50 \text{ ton}$$

Se observa que, en la zona de confinamiento, el V_u es menor que ϕV_n , por consecuencia es correcto el diseño por corte.

✓ **En la zona central**

En la figura 15 se muestra el valor de fuerza cortante a “2h” de la cara de la viga (0.25x0.35) m, para realizar el diseño por corte.

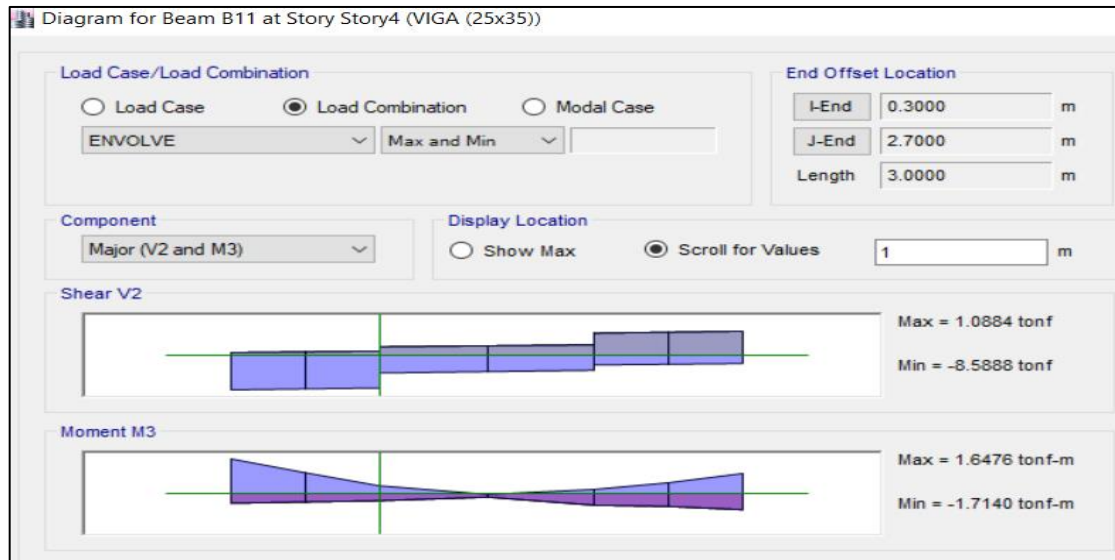


Figura 15: Fuerza cortante a "2h" de la cara para la viga (0.25x0.35) m

Fuente: Adaptado del ETABS

En la zona central a “2h” de la cara se obtuvo un cortante último cuyo valor es de 8.59 ton

Calcularemos el cortante que aporta el acero en la zona central.

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 29}{12.5}$$

$$V_s = 13836 \text{ kg}$$

$$V_s = 13.836 \text{ ton}$$

Con este valor obtendremos la cortante nominal en la zona central.

$$V_n = 13.836 + 5.57$$

$$V_n = 19.41 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 19.41$$

$$\phi V_n = 16.50 \text{ ton}$$

Se observa que, en la zona central, el V_u es menor que ϕV_n , por consecuencia es correcto el diseño por corte.

1 estribo $\phi 3/8$ ", 1@ 0.05m, resto@ 0.125m

En la figura 16 se muestra la distribución de acero de las vigas (0.25x0.65) m y (0.25x0.35) m, calculados anteriormente.

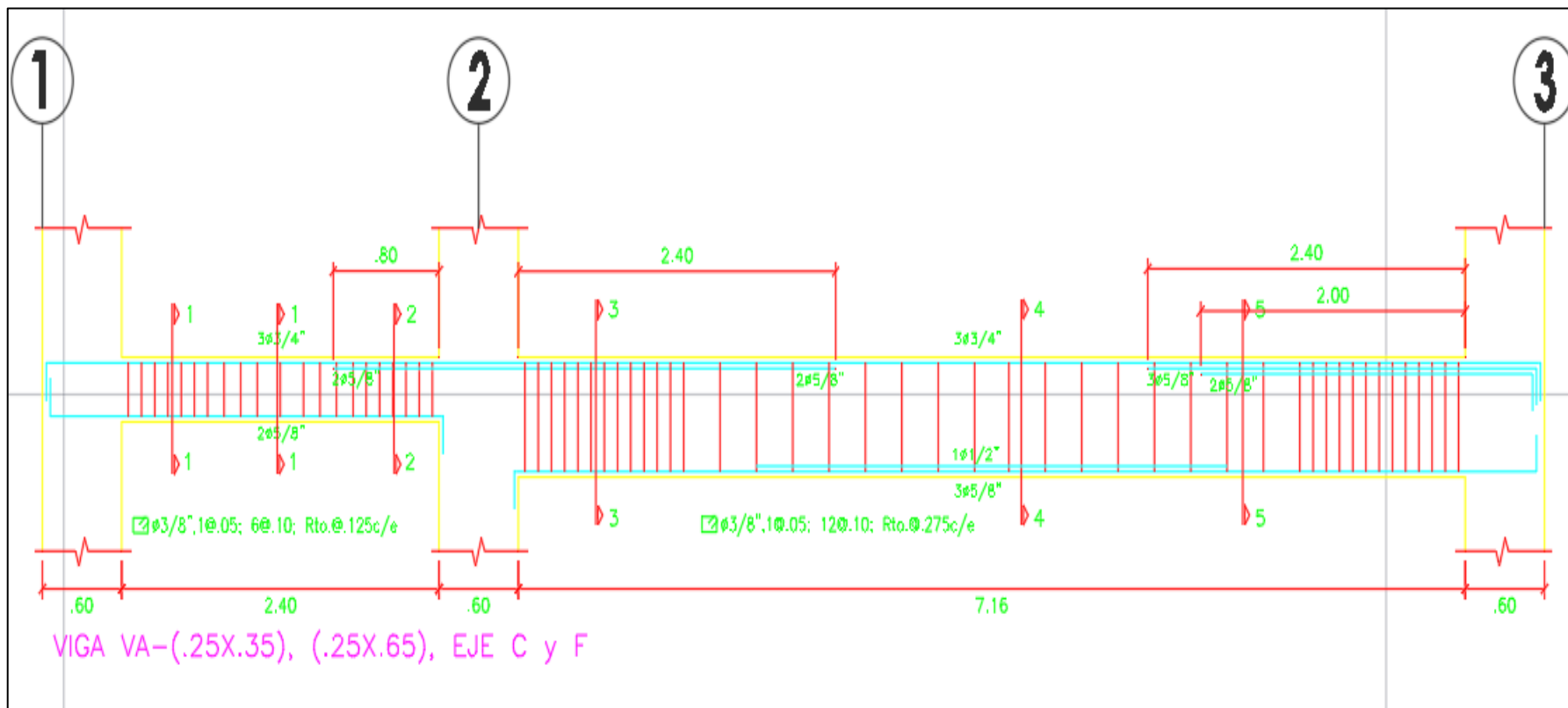


Figura 16: Detalle de viga (0.25x0.65) m

Fuente: Elaboración propia

Por cuestiones prácticas se determinó la longitud de corte como la tercera parte del acero en tracción, a continuación, se verificará mediante un cálculo manual la longitud de corte para los bastones de refuerzo.

Para este procedimiento debemos calcular el momento resistente del acero en tracción.

El área de acero en tracción es igual a:

$$1\text{Ø}1/2'' + 3\text{Ø}5/8'' = 7.27 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{7.27 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25}$$

$$a = 6.84 \text{ cm}$$

$$MR = \phi M_n$$

$$MR = \phi \times A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$MR = 0.9 \times 7.27 \times 4200 \times \left(57 - \frac{6.84}{2}\right)$$

$$MR = 1472410.5 \text{ kg.cm}$$

$$MR = 14.72 \text{ ton.m}$$

En la figura 17 se muestra la distancia en la que es ubicada el valor del momento resistente de la viga (0.25x0.65) m

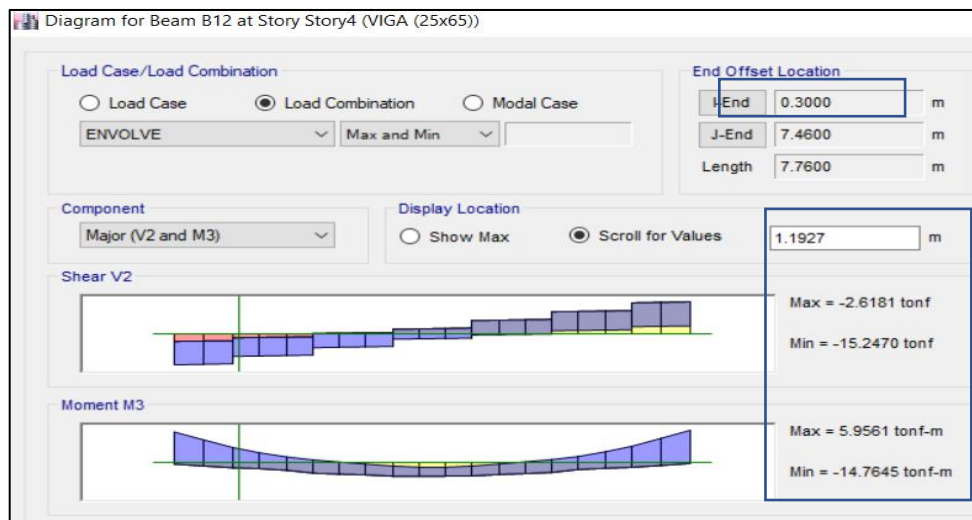


Figura 17: Momento resistente viga (0.25x0.65) m

Fuente: Adaptado del ETABS

$$\text{Longitud de corte 1} = 1.2 - 0.3 + 0.57 = 1.47 \text{ m} = 1.50 \text{ m}$$

En el caso exista otra varilla como bastón, se debe realizar el mismo procedimiento, pero normalmente se acostumbra a restar 40 o 50 cm.

$$\text{Longitud de corte 2} = 1.50 - 0.4 = 1.10 \text{ m}$$

7.6.2. Diseño de columna

- Diseño por flexocompresión

A continuación, se diseñará una columna ubicada en la intersección de los ejes G y 2, para analizar y diseñar esta columna se consideran las fuerzas de sismo y combinaciones de diseño exigido por la norma E060.

Datos:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \qquad B = 30 \text{ cm}$$

$$F'y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \qquad H = 60 \text{ cm}$$

Mediante el programa ETABS, se obtendrá la demanda última y se realizará las combinaciones de diseño manualmente.

En la tabla 43 se muestran las fuerzas actuantes en la columna para los diferentes patrones de carga.

Tabla 43: Demanda de la columna G2A

Story	Column	Load Case/Combo	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Story1	C17	Dead	-76.6673	0.0055	-1.789	-0.0004	-2.186	0.0163
Story1	C17	Live	-26.7447	0.0014	-0.707	-0.0002	-0.8603	0.0061
Story1	C17	CVT	-1.8324	-0.0001	-0.0098	-8.41E-06	-0.0106	0.0003
Story1	C17	CVTanque	0.0244	-0.0003	-0.0008	9.41E-06	-0.0022	-0.0009
Story1	C17	SISX Max	3.1007	0.596	0.6116	0.0071	1.2288	1.2946
Story1	C17	SISY Max	15.3143	0.1504	2.4196	0.0219	4.8067	0.3243

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 44 se muestran las combinaciones de diseño calculadas con los valores de la tabla 43.

Tabla 44: Combinaciones de diseño columna G2

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	M2	M3	V22	V33
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	155.87	-4.54	0.03	0.01	-3.72
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	134.63	-2.60	1.32	0.60	-2.52
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	128.42	-5.05	-1.27	-0.59	-3.74
	U4=0.9CM+SISXX	72.10	-0.74	1.31	0.60	-1.00
	U5=0.9CM-SISXX	65.90	-3.20	-1.28	-0.59	-2.22
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	146.84	0.98	0.35	0.16	-0.71
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	116.21	-8.63	-0.30	-0.14	-5.55
	U4=0.9CM+SISYY	84.31	2.84	0.34	0.16	0.81
	U5=0.9CM-SISYY	53.69	-6.77	-0.31	-0.15	-4.03

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 45 se muestran las combinaciones de diseño calculadas con los valores de la tabla 43, para sismo X

Tabla 45: Combinaciones de diseño - sismo XX - columna G2

SISXX				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	155.87	-4.54	0.03
SISMO XX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	134.63	-2.60	1.32
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	128.42	-5.05	-1.27
	U4=0.9CM+SISXX	72.10	-0.74	1.31
	U5=0.9CM-SISXX	65.90	-3.20	-1.28
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	134.63	2.60	-1.32
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	128.42	5.05	1.27
	U4=0.9CM+SISXX	72.10	0.74	-1.31
	U5=0.9CM-SISXX	65.90	3.20	1.28

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 46 se muestran las combinaciones de diseño calculadas con los valores de la tabla 43, para sismo Y

Tabla 46: Combinaciones de diseño sismo YY - columna G2A

SISYY				
	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
	U1=1.4CM+1.7CV	155.87	-4.54	0.03
SISMO YY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	146.84	0.98	0.35
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	116.21	-8.63	-0.30
	U4=0.9CM+SISYY	84.31	2.84	0.34
	U5=0.9CM-SISYY	53.69	-6.77	-0.31
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	146.84	-0.98	-0.35
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	116.21	8.63	0.30
	U4=0.9CM+SISYY	84.31	-2.84	-0.34
	U5=0.9CM-SISYY	53.69	6.77	0.31

Fuente: Elaboración propia.

Como el proyecto se trata de un reforzamiento con muros de corte evaluaremos la cuantía existente en la columna, si está cumpliendo con las combinaciones de diseño, que demanda la estructura.

En la figura 18 se muestra la columna (0.3x0.6) m con su distribución de acero existente.

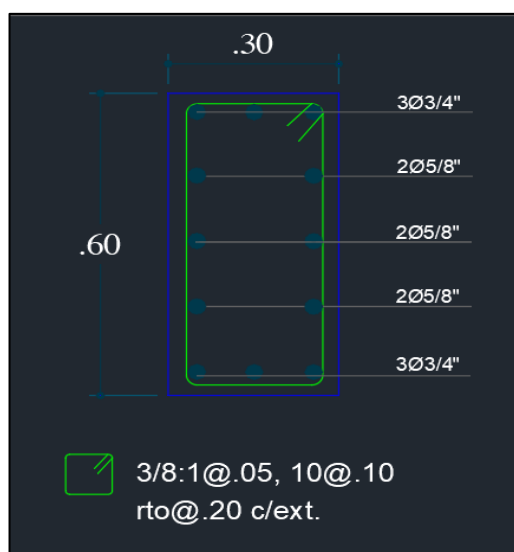


Figura 18: Columna G2A

Fuente: ETABS

La columna está conformada por 6 varillas de 5/8" y 6 varillas de 3/4", lo que corresponde en área de acero $A_s = 29.1 \text{ cm}^2$, con esta área se verificara que la cuantía de acero se encuentre en el rango descrito en la norma E060.

$$\rho = \frac{29.1}{30 \times 60}$$

$$\rho = 0.016$$

$$\rho = 1.6\%$$

La cuantía de acero de la columna cumple con las exigencias mínimas, ya que es mayor 1%, con esta configuración de acero y mediante el programa ETABS, se determinar el diagrama de interacción.

En la figura 19 se muestra el diagrama de interacción M33 vs P, que agrupa las combinaciones de diseño, para sismo X

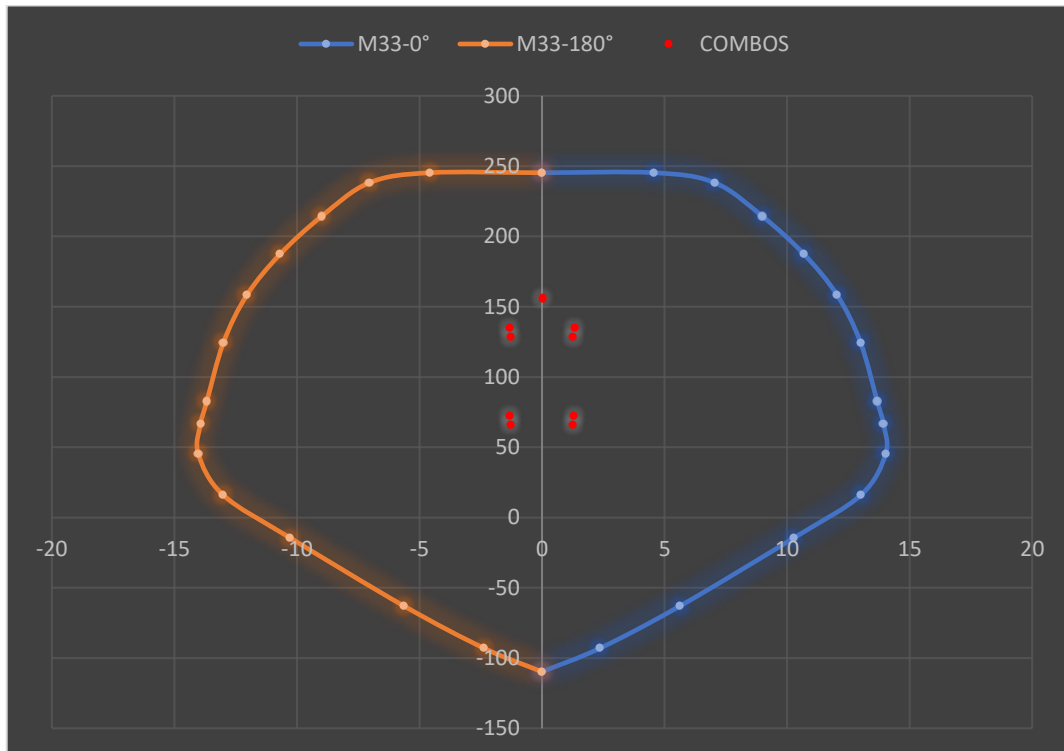


Figura 19: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo X

Fuente: Elaboración Propia

En la figura 20 se muestra el diagrama de interacción M22 vs P, que agrupa las combinaciones de diseño, para sismo X

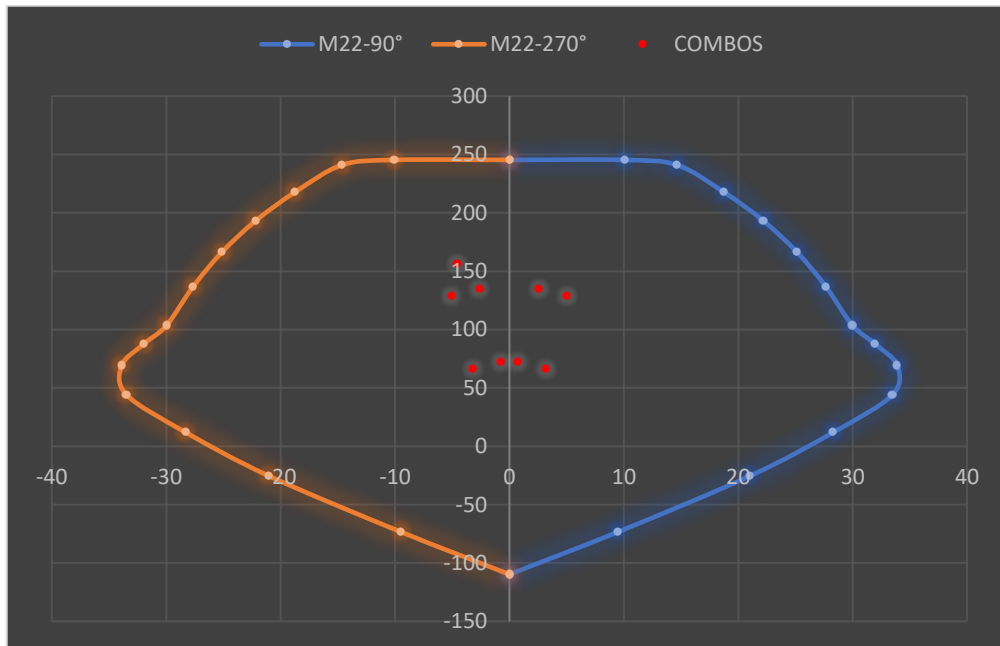


Figura 20: Diagrama de interacción M22 vs P - sismo X

Fuente: Elaboración propia

En la figura 21 se muestra el diagrama de interacción M33 vs P, que agrupa las combinaciones de diseño, para sismo Y

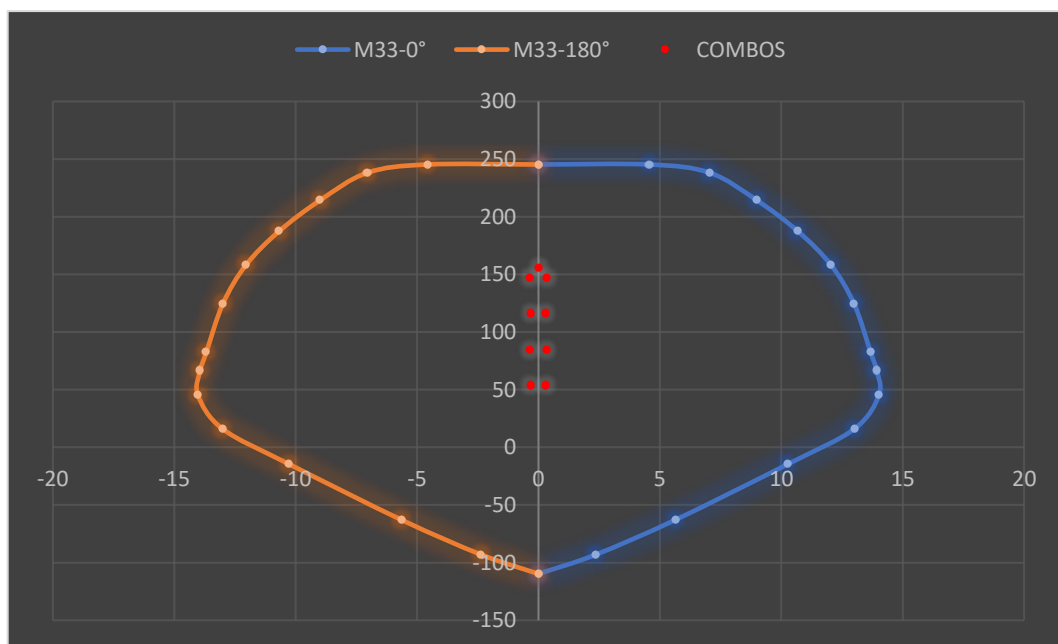


Figura 21: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo Y

Fuente: Elaboración propia

En la figura 22 se muestra el diagrama de interacción M22 vs P, que agrupa las combinaciones de diseño, para sismo Y

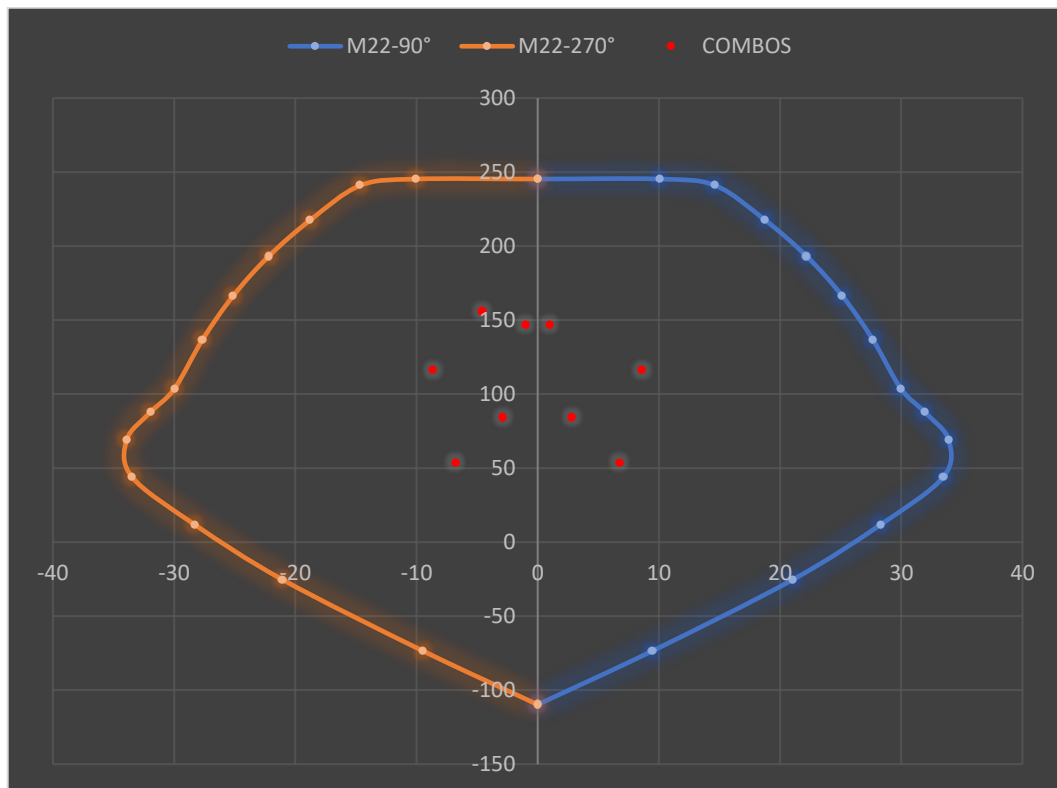


Figura 22: Diagrama de interacción M22 vs P - sismo Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las combinaciones de diseño, caen dentro del diagrama de interacción, por lo que cumple con los requisitos de resistencia última, especificado en la norma E060.

- Diseño por cortante

La fuerza cortante última será la mayor que demande la columna para las combinaciones de diseño que exige la norma E60.

Como se observa la mayor cortante actuante en la columna es 5.87 ton, con esta cortante se verificará la condición de resistencia última.

Como tenemos varillas longitudinales de 5/8" usaremos estribos con diámetro de 3/8" respetando lo indicado en la norma.

Para el ejemplo consideraremos la altura de piso típico 3m.

La zona de confinamiento no debe exceder al mayor de los siguientes valores.

$$\frac{\text{Luz libre}}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

$$\text{Mayor } (30 \times 60) = 60 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm}$$

Se concluye que la zona de confinamiento es 60 cm.

El espaciamiento en la zona de confinamiento no debe exceder al menor de los siguientes valores

$$8\phi Var \text{ long} = 8 \times 1.59 = 12.7 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2} \times B = \frac{1}{2} \times 30 = 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm}$$

Se observa que el menor valor es 10 cm, entonces en la zona del confinamiento tendrá un espaciamiento de 10 cm.

El espaciamiento en la zona central no debe exceder en 30 cm, y la distancia que se asuma debe cumplir con los requisitos de resistencia ultima.

Se asume un espaciamiento de 20cm en la zona central de la columna, con este valor verificaremos los requisitos de resistencia ultima.

De las combinaciones de diseño para la columna en estudio, se determina que la carga axial máxima es 155.87 ton.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{155.87 \times 1000}{140 \times 30 \times 60}\right) \times 30 \times 54$$

$$V_c = 20.138 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{2 \times 2 \times 0.71 \times 54 \times 4200}{20}$$

$$V_s = 32.205 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times (20.138 + 32.205)$$

$$\phi V_n = 44.49 \text{ ton}$$

Se observa que la distribución de estribos cumple con los requisitos de resistencia ultima, ya que el V_u es menor que ϕV_n .

2 estribo $\phi 3/8''$, 1 @ 0.05m, 6 @ 0.10m, resto @ 0.20m

7.6.3. Diseño de placa

A continuación, diseñaremos la siguiente placa, que tiene las siguientes dimensiones.

En la figura 23 se muestra la vista en planta de la placa ($e = 0.20$ m).



Figura 23: Vista en planta de placa ($e = 0.20$ m)

Fuente: Elaboración propia

- Diseño por flexocompresión

Determinaremos el porcentaje de cortante que es tomado por la placa.

En la figura 24 se muestra el valor de la fuerza cortante que actúa sobre la placa ($e = 0.20$ m).

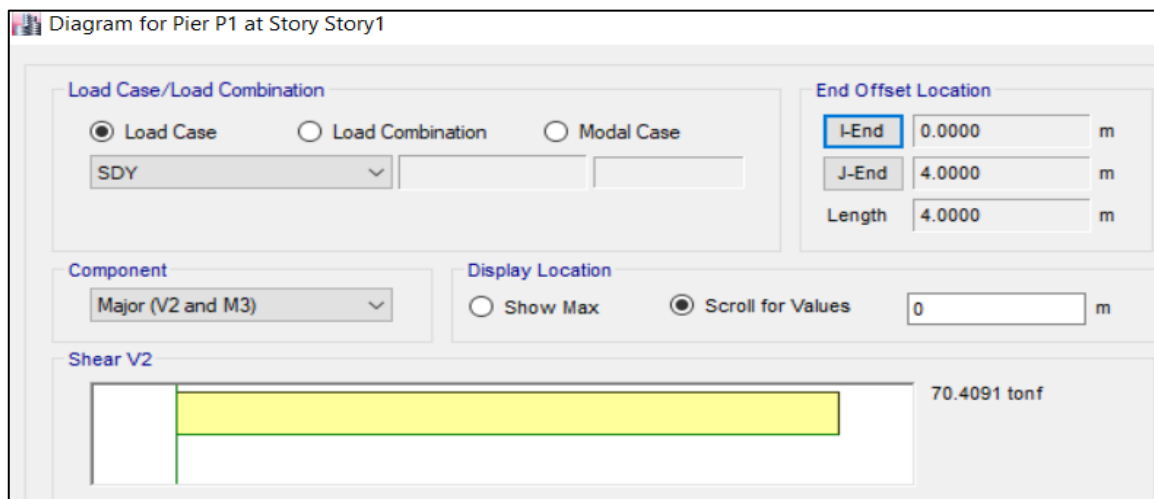


Figura 24: DFC para la placa ($e = 0.20$ m)

Fuente: Adaptado del ETABS

Según la tabla 43, el cortante basal es igual a 321.39

$$VPY = \frac{70.41}{323.87}$$

$$VPY = 21.7\%$$

Esto quiere decir que la placa toma menos que el 30% del cortante en Y por lo que no se requiere amplificar las fuerzas de sismo.

En la tabla 47 se muestran las fuerzas actuantes en la placa (e = 0.20 m) para los diferentes patrones de carga.

Tabla 47: Fuerzas actuantes en la placa

Story	Column	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
Story1	PLACA	Dead	-96.2021	1.1679	0.4373	-0.1049	0.5372	13.7539
Story1	PLACA	Live	-15.775	0.5602	0.1798	-0.0834	0.2181	8.9218
Story1	PLACA	CVT	-1.2233	0.0132	0.0012	-0.0001	-0.0003	1.1519
Story1	PLACA	CVTanque	0.0437	-0.0081	0.0006	0.0002	0.0029	-1.0269
Story1	PLACA	SISX Max	29.2451	28.2334	0.9312	0.0577	3.5206	263.6024
Story1	PLACA	SISY Max	44.1846	78.0837	0.1974	0.0786	0.7523	672.3121

Fuente: Adaptado del ETABS

En la tabla 48 se muestran las combinaciones de diseño calculados con los valores de la tabla 47.

Tabla 48: Combinaciones de diseño para placa

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	M2	M3	V22	V33
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	163.51	1.13	34.64	2.60	0.92
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	170.69	4.47	292.10	30.40	1.70
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	112.20	-2.57	-235.10	-26.07	-0.16
	U4=0.9CM+SISXX	115.83	4.00	275.98	29.28	1.32
	U5=0.9CM-SISXX	57.34	-3.04	-251.22	-27.18	-0.54
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	185.63	1.70	700.81	80.25	0.97
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	97.26	0.20	-643.81	-75.92	0.58
	U4=0.9CM+SISYY	130.77	1.24	684.69	79.13	0.59
	U5=0.9CM-SISYY	42.40	-0.27	-659.93	-77.03	0.20

Fuente: Elaboración propia.

$$- \quad \mu = 700.81$$

$$A_s = \frac{700.81 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 390}$$

$$A_s = 38.87 \text{ cm}^2$$

Esto quiere decir que en los extremos de la placa requerimos un área de acero de 38.87 cm², pero como nuestra placa trabajara entre dos columnas existentes cuya área es 29.1 para cada columna, en ambas obtendríamos 58.2 cm², esto es mayor al área de acero calculado, por lo que estaríamos cumpliendo.

En el alma de la placa, para el refuerzo vertical, el área de acero lo aproximaremos con el valor obtenido mediante la cuantía mínima.

$$A_s = 0.0025 \times 20 \times 100$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2$$

Usaremos varillas de 3/8" distribuido en dos capas, con valor colocado obtendremos la separación de varillas verticales.

$$S = \frac{2 \times 0.71}{5}$$

$$S = 0.284 \text{ m}$$

Por lo tanto, usaremos múltiplos de 5, estarán separado cada 25 cm.

Con estos valores obtendremos nuestro diagrama de interacción con el programa ETABS y verificaremos si nuestra demanda mediante las combinaciones de la norma se encuentra dentro del diagrama, cumpliendo los requisitos de resistencia.

En la figura 25 se muestra el diagrama de interacción M33 vs P elaborado con la cuantía de acero inicial y las combinaciones de diseño de las fuerzas actuantes sobre la placa ($e = 0.20$ m) para sismo Y

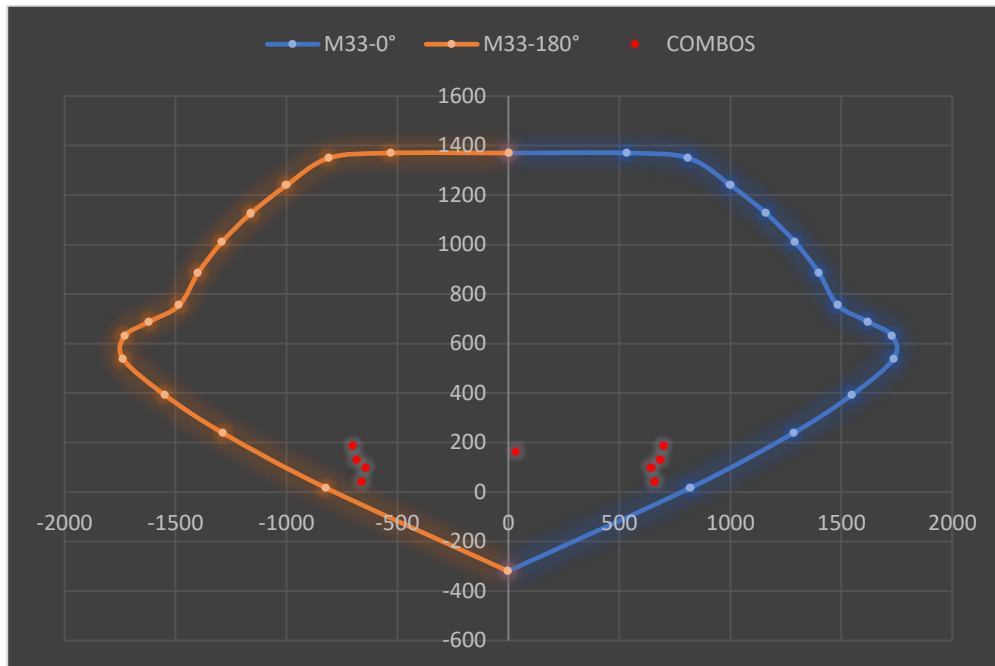


Figura 25: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo X

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 26 se muestra el diagrama de interacción M33 vs P elaborado con la cuantía de acero inicial y las combinaciones de diseño de las fuerzas actuantes sobre la placa ($e = 0.20$ m) para sismo Y

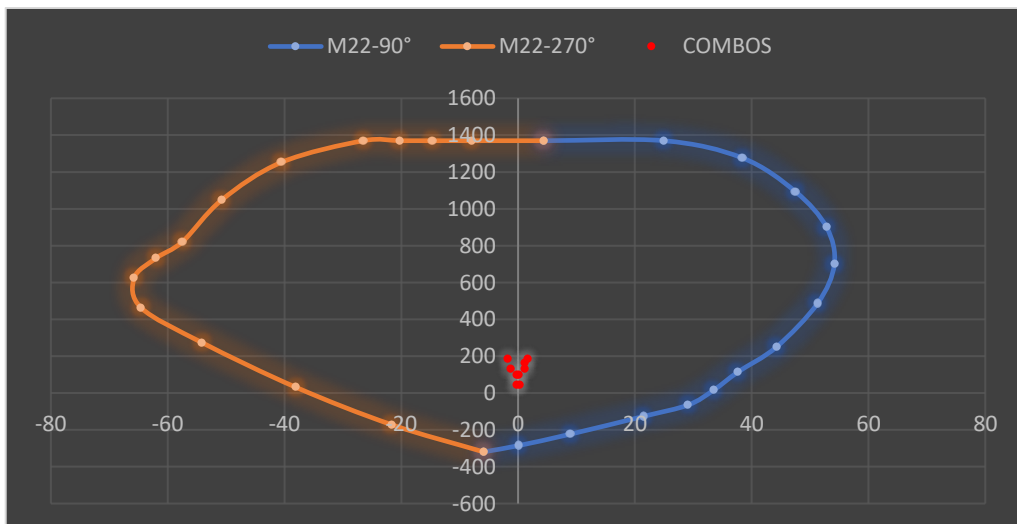


Figura 26: Diagrama de interacción M33 vs P - sismo Y

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar el diagrama de interacción agrupa todas las fuerzas actuantes en la placa ($e = 0.20$ m).

- **Diseño por cortante**

Para el diseño por cortante se debe de cumplir que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

- Resistencia al cortante del concreto

$$\frac{hm \times N^{\circ}pisos}{Lm} = \frac{16}{5.3} = 3$$

Hm/Lm es mayor que el valor de 2, calcularemos V_c

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 530 \times 20$$

$$V_c = 65.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 65.13 = 55.36 \text{ ton}$$

Ahora calcularemos el cortante de diseño.

$$V_u = \frac{V_{ua} \times M_n}{M_{ua}}$$

En la figura 27 se muestra el diagrama M vs P en donde ubicaremos el momento nominal.

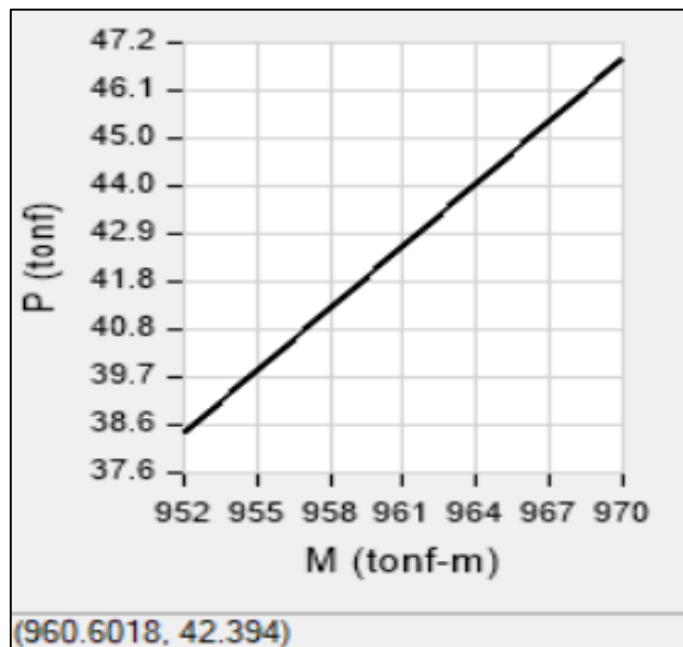


Figura 27: Diagrama M vs P

Fuente: ETABS

- $V_{ua} = 80.25 \text{ ton}$
- $M_{ua} = 700.81 \text{ ton.m}$
- $M_n = 960.6 \text{ ton.m}$

$$V_u = \frac{80.25 \times 960.6}{700.81}$$

$$V_u = 110 \text{ ton}$$

Cortante máximo en el muro

$$V_n = 2.62 \times \sqrt{f'c} \times Acw$$

$$V_n = 2.62 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 530 \times 20$$

$$V_n = 321.96 \text{ ton} > 110 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{cumple}$$

Cálculo del refuerzo por corte

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

Reemplazando los valores tenemos

$$V_s = \frac{110 - 55.36}{0.85}$$

$$V_s = 64.28 \text{ ton}$$

Cuantía horizontal

$$V_s = Acw \times \rho_h \times f_y$$

$$\rho_h = \frac{64.28 \times 1000}{0.8 \times 530 \times 20 \times 4200}$$

$$\rho_h = 0.0018$$

Nos resulta una cuantía menor a la mínima en consecuencia, usaremos la cuantía mínima correspondiente.

Usaremos varillas de 3/8" @ 0.25 m.

$$\rho_h = \frac{A_{sv}}{S \times t}$$

$$\rho_h = \frac{2 \times 0.71}{17.5 \times 20} = 0.0028 > 0.0025 > 0.0018 \dots \dots \dots \text{cumple}$$

- **Confinamiento en los elementos de borde**

Por criterio de esfuerzos

Se confinará los elementos de borde cuando el esfuerzo de compresión de la fibra externa sobrepase de $0.2f'c$.

$$0.2 \times f'c = 0.2 \times 210 = \frac{42kg}{cm^2}$$
$$420 \text{ ton}/m^2$$

Calcularemos los esfuerzos de compresión en los extremos del muro.

Datos:

$$B = 0.2 \text{ m}$$

$$L = 5.30 \text{ m}$$

$$Area = 0.2 \times 5.30$$

$$Area = 1.06 \text{ m}^2$$

$$Inercia = \frac{0.2 \times 5.3^3}{12}$$

$$Inercia = 2.48 \text{ m}^4$$

$$Pu = 185.63 \text{ ton}$$

$$Mu = 700.81 \text{ ton.m}$$

$$Y = 2.65 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mu \times Y}{I}$$

$$\sigma = \frac{185.63}{1.06} \pm \frac{700.81 \times 2.65}{2.48}$$

$$\sigma_1 = 923.97 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_1 = 92.4 \text{ kg}/cm^2$$

$$\sigma_2 = -573.73 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_2 = -57.3 \text{ kg}/cm^2$$

Ahora calcularemos el valor de Y, en donde el esfuerzo a compresión sea mayor $0.2f'c$.

$$0.2 \times f'c = 42 \text{ kg}/cm^2 = 420 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mu \times Y}{I}$$

$$420 = \frac{185.63}{1.06} \pm \frac{700.81 \times Y}{2.48}$$

$$Y = 0.87 \text{ m}$$

Calcula el valor de Y calcularemos el valor de la longitud de confinamiento del elemento de borde.

- **Longitud de confinamiento del elemento de borde**

$$L_{eb} = C - 0.1L_m$$

$$L_{eb} = 0.87 - (0.1 \times 5.3)$$

$$L_{eb} = 0.34 \text{ m}$$

- **Espaciamiento en los elementos de borde**

Los estribos del núcleo confinado tendrán un espaciamiento, que no debe exceder al menor de los siguientes valores.

- $10 \varnothing_b = 10 \times 1.59 = 15.9 \text{ cm}$
- 30 cm
- 25 cm

Esto quiere decir que el espaciamiento de los estribos en el núcleo confinado es de 15cm.

En la figura 28 se muestra la placa ($e = 0.20$ m) con una distribución de acero que ha sido calculado anteriormente.

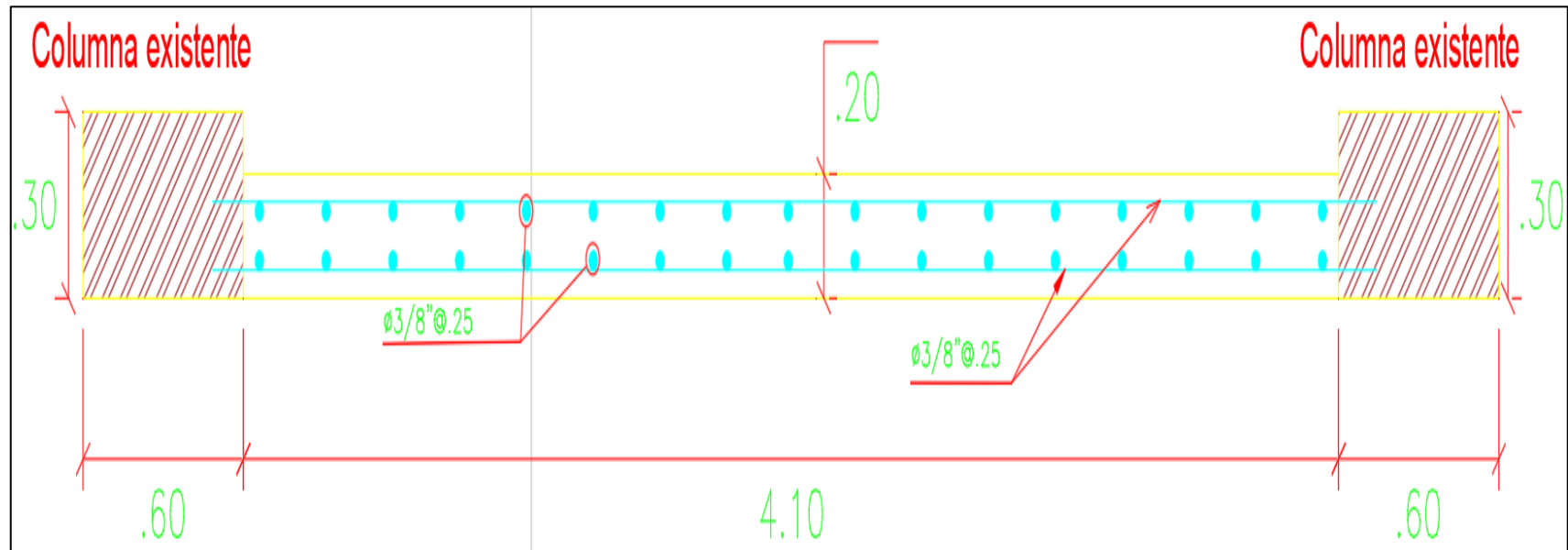


Figura 28: Detalle de placa ($e = 0.20$) m

Fuente: Elaboración propia

7.6.4. Diseño de losa aligerada

Se realizará el diseño de una losa aligerada de 20 cm de peralte que está constituido por varios años, nos apoyaremos en el programa ETABS, para obtener los momentos para realizar el diseño por flexión.

En la figura 29 se muestra la vista en planta de la losa aligera ($e = 0.20$ m)

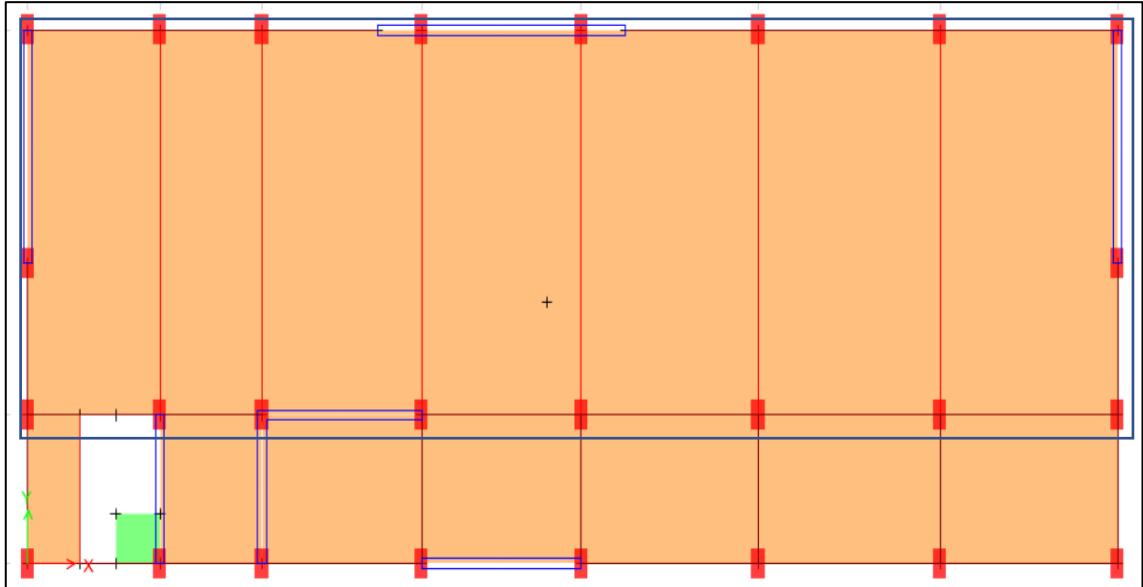


Figura 29: Vista en planta de losa aligerada ($e = 0.20$) m

Fuente: Adaptado del ETABS

- Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, se modeló una viga en forma de "T" en el programa ETABS, se asignó cargas mediante el siguiente metrado.

Carga muerta:

Peso del ladrillo de techo = $72 \times 0.4 = 28.8$ kg/m

Piso terminado = $100 \times 0.4 = 40$ kg/m

Tabiquería = $150 \times 0.4 = 60$ kg/m

WD = $60+40+28.8 = 130$ kg/m

Carga viva:

S/C = $350 \times 0.4 = 140$ kg/m

WL = 140 kg/m

En la figura 30 se muestra los valores de momentos flectores para la combinación de diseño (1.4 CM + 1.7 CV), del paño de losa 2 – 3 y A – H

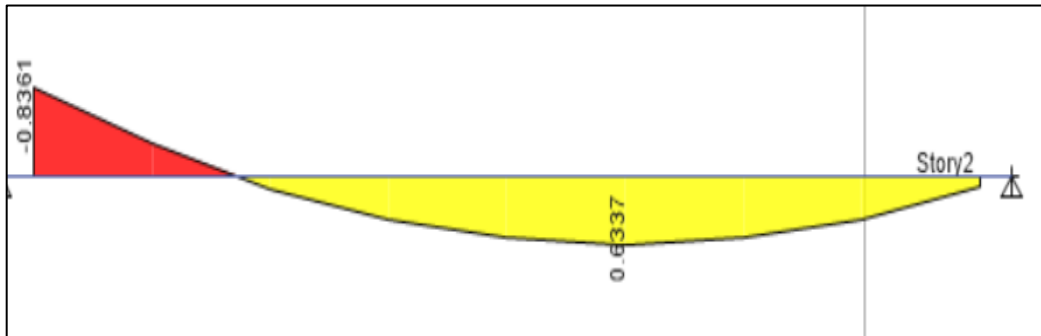


Figura 30: DMF para losa aligerada (e = 0.20) m

Fuente: Adaptado del ETABS

En la figura 31 se muestra la sección de la vigueta de la losa aligerada (e = 0.20m)

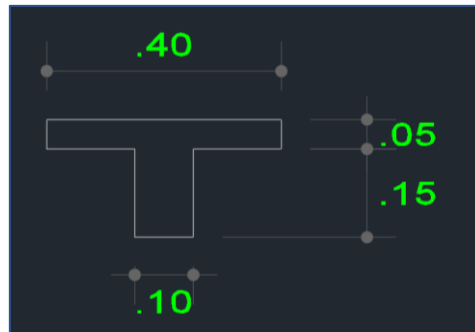


Figura 31: Vigueta (0.10x0.20x0.40) m

Fuente: Elaboración propia

$M_u (+) = 0.6337 \text{ ton.m}$ (momento máximo positivo)

$b = 40 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 0.6337 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 40 \times 17^2}}$$

$$\omega = 0.02955$$

$$\rho = \frac{0.02955 \times 210}{4200}$$

$$\rho = 0.001477$$

$$A_s = 0.001477 \times 40 \times 17$$

$$A_s = 1.00 \text{ cm}^2$$

Se colocará $1\text{Ø } 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$

Mu (-) = 0.8361 ton.m (momento máximo positivo)

b = 10 cm

d = 17 cm

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 0.8361 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 10 \times 17^2}}$$

$$\omega = 0.1702$$

$$\rho = \frac{0.0402 \times 210}{4200}$$

$$\rho = 0.0085$$

$$A_s = 0.0085 \times 10 \times 17$$

$$A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

Se colocará $2\text{Ø } 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$

$$A_s (\text{temp}) = 0.0025 \times 100 \times 5$$

$$A_s (\text{temp}) = 1.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Usaremos varillas de $\text{Ø}1/4'' = 0.317$

$$S = \frac{100 \times 0.317}{1.25}$$

$$S = 25,4 \text{ cm}$$

Esto quiere decir, que usaremos varilla de $\text{Ø}1/4''$ cada 25cm.

- **Diseño por cortante**

Se evaluará el cortante V_u en dos extremos que presentan mayores fuerzas. Este cortante se ubica a una distancia “d” de la cara del apoyo, donde “d” es el peralte efectivo.

En la figura 32 se muestra el valor de la fuerza cortante a “d” de la cara de la viga que carga la losa aligerada ($e = 0.20$ m).

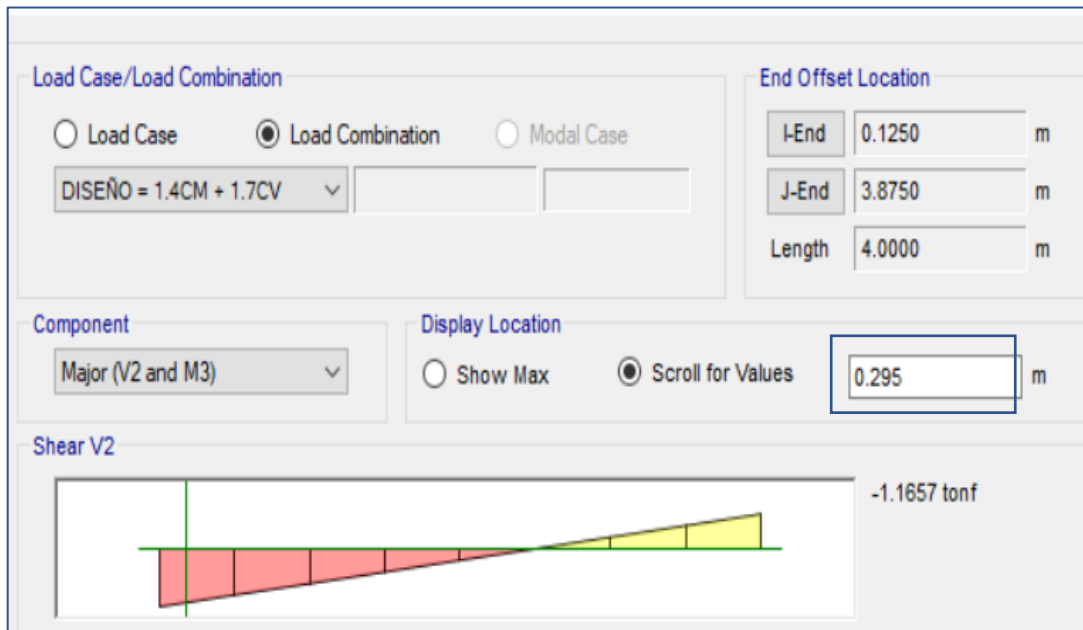


Figura 32: Fuerza cortante a "d" de la cara para losa aligerada

Fuente: Adaptado del ETAB

En la figura 33 se muestra el valor de la fuerza cortante a “d” de la cara de la viga que carga la losa aligerada ($e = 0.20$ m).

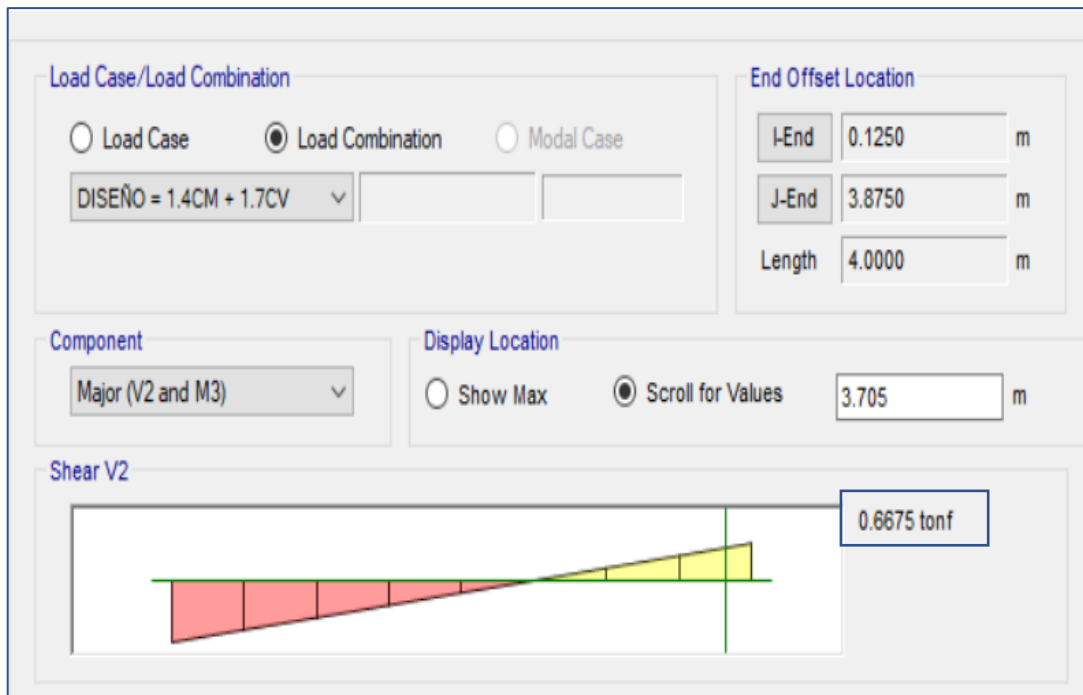


Figura 33: Fuerza cortante a "d" del extremo de la cara de la losa aligerada

Fuente: Adaptado del ETABS

$$Vu1 = 1.1657 \text{ ton}$$

$$Vu2 = 0.6675 \text{ ton}$$

Este cortante será resistido solo por el concreto, ya que las viguetas no llevan estribos.

$$\phi Vc = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17$$

$$\phi Vc = 1.22 \text{ ton}$$

En este caso se observa que $Vu1, u2 < \phi Vn$, cumple con lo exigido en la norma.

En la figura 34 se muestra el detalle de la losa aligerada

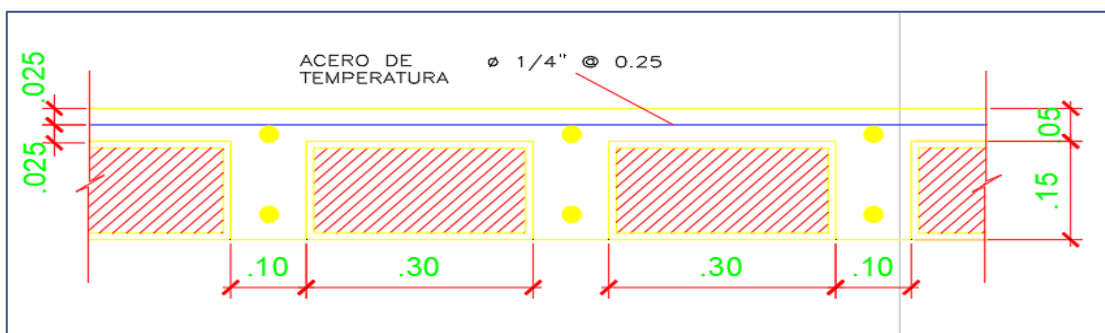


Figura 34: Detalle de losa aligerada ($e = 0.20$) m

Fuente: Elaboración propia

7.6.5. Diseño de losa maciza

Se realizará el diseño de losa maciza constituida por dos paños, ubicado en el último nivel, en esta losa se colocará un tanque elevado. Para el diseño de esta losa, se considera las siguientes cargas

Carga muerta:

Acabado = 100 kg/m²

Carga viva:

Tanque elevado = 1000 kg/m²

En la figura 35 se muestra la vista en planta de la losa maciza con sus dimensiones respectivas, el cual va a cargar el tanque elevado.

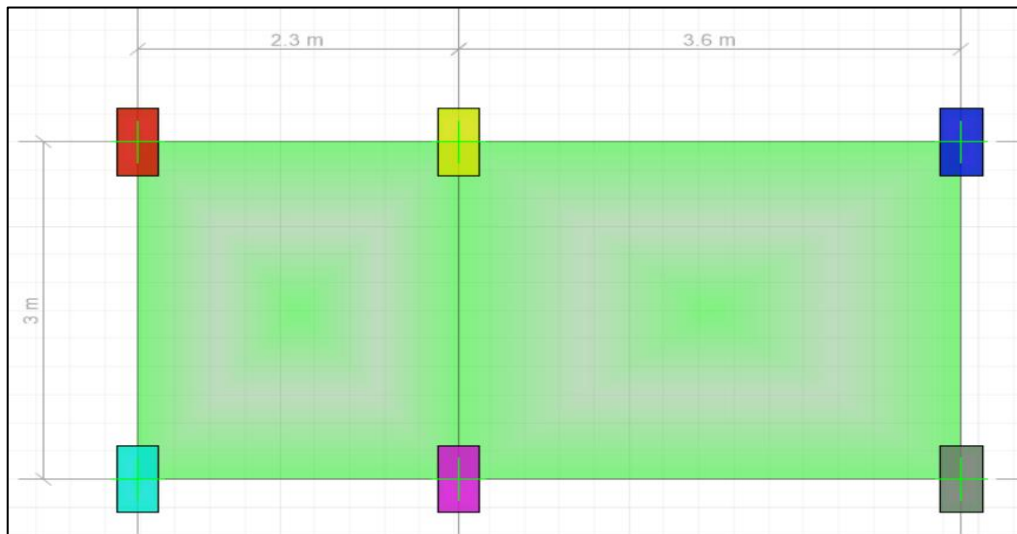


Figura 35: Vista en planta de losa maciza ($e = 0.20$) m

Fuente: Adaptado del SAFE

- Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utilizará el método de franjas, se obtuvo como momento máximo positivo en la franja correspondiente al 50% de 3m, en dirección X.

En la figura 36 se muestra el valor máximo del momento flector (+) de la franja en dirección X de la losa maciza.

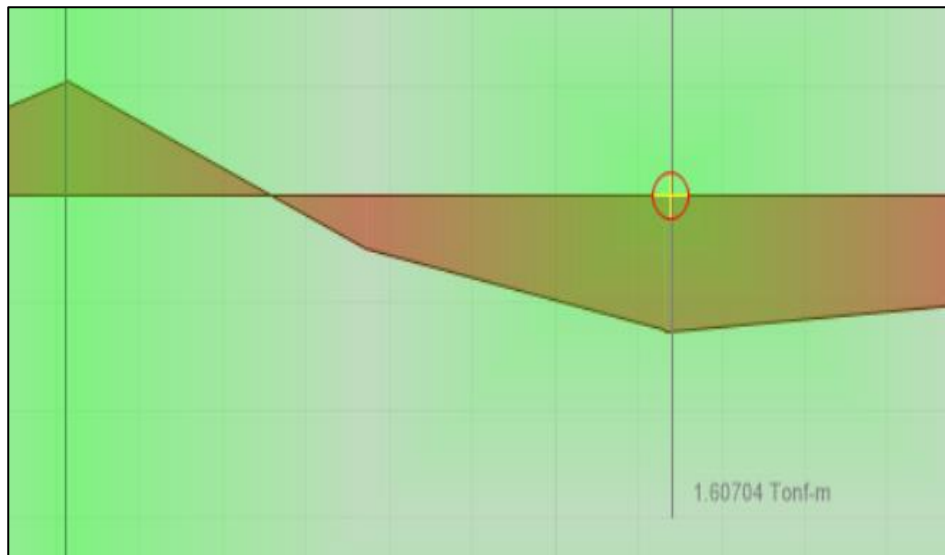


Figura 36: DMF (+) de la franja en dirección X

Fuente: Adaptado del SAFE

$$Mu (+) = 1.6 \text{ ton.m}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 1.6 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 150 \times 17^2}}$$

$$\omega = 0.01979$$

$$\rho = \frac{0.01979 \times 210}{4200}$$

$$\rho = 0.00099$$

$$As = 0.00099 \times 150 \times 17$$

$$As = 2.52 \text{ cm}^2$$

En la figura 37 se muestra el valor máximo del momento flector (-) de la franja en dirección X.



Figura 37: DMF (-) de la franja en dirección X

Fuente: Adaptado del SAFE

$$Mu (-) = 1.35 \text{ ton.m}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 1.35 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 150 \times 17^2}}$$

$$\omega = 0.01667$$

$$\rho = \frac{0.01667 \times 210}{4200}$$

$$\rho = 0.00083$$

$$A_s = 0.00083 \times 150 \times 17$$

$$A_s = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 150 \times 17 = 4.59 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar obtenemos áreas de acero, menores al acero mínimo según la norma, esto quiere decir que se usara el área de acero mínimo.

$$S = \frac{0.71 \times 150}{4.59}$$

$$S = 23.20 \text{ cm}$$

Se usará números enteros

Malla inferior = Ø3/8" @ 0.20 m

Malla superior = Ø3/8" @ 0.20 m

Es decir, se obtuvo 5.33 cm², cumple.

- Diseño por corte

Se evaluará el Vu ubicado a "d" de la cara, donde "d" es el peralte efectivo, solo se evaluará el cortante resistido por el concreto ya que la losa maciza no lleva estribos

$$V_u = 1.73 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 150 \times 17$$

$$\phi V_c = 16.65 \text{ ton}$$

En este caso está cumpliendo que $V_u < \phi V_c$, esto quiere decir que no es necesario colocar ensanche.

En la figura 38 se muestra el detalle de la losa maciza con su acero calculado anteriormente.

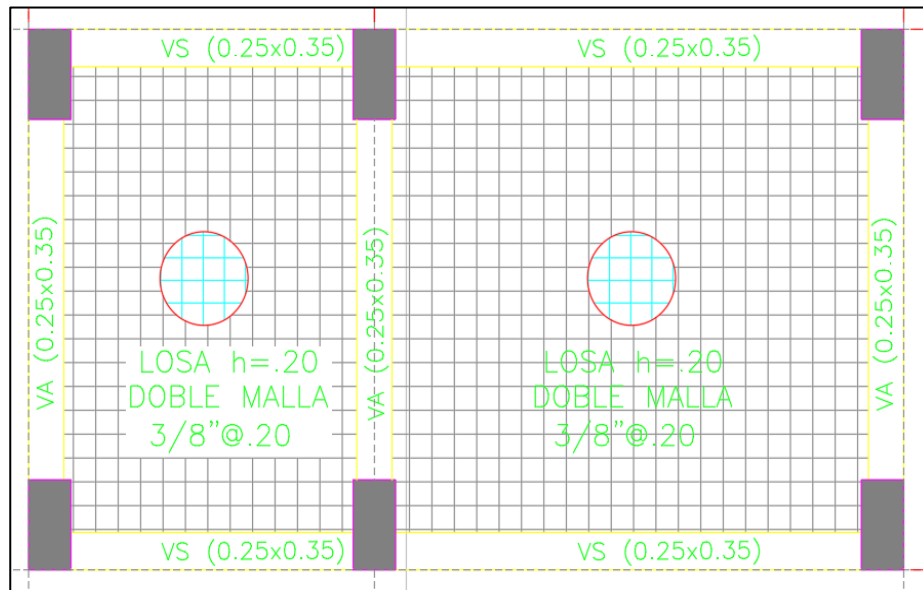


Figura 38: Detalle de losa maciza ($e = 0.20$ m)

Fuente: Elaboración propia.

7.6.6. Diseño de losa de cimentación

Para el presente trabajo se diseñará una losa de cimentación, ya que la estructura se ha ampliado y en consecuencia el terreno recibirá mucha más carga por parte de la superestructura, y nuestra capacidad portante es baja cuyo valor es 0.83 kg/cm^2 .

Para el análisis y diseño de la losa de cimentación se exportó las cargas provenientes de la superestructura, mediante el programa ETABS.

Se aproximó el peralte de la losa, dividiendo el número de pisos entre 10, por lo que se consideró una losa con peralte de 50 cm.

En la figura 39 se muestra la resistencia a la compresión del concreto y el espesor de la losa de cimentación.

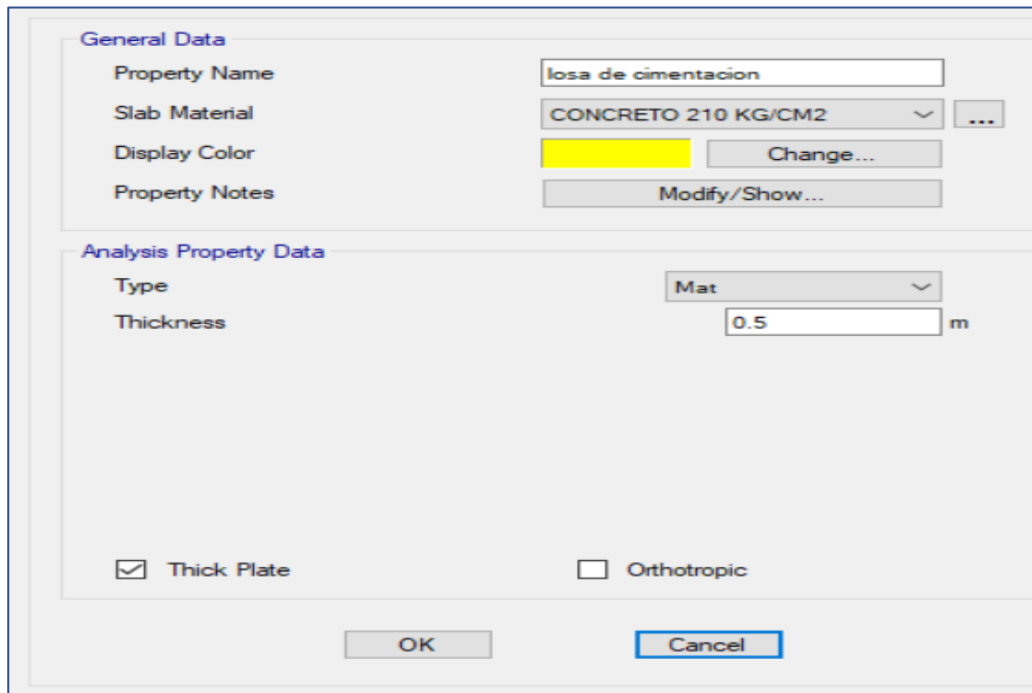


Figura 39: Peralte de losa de cimentación

Fuente: Adaptado del SAFE

En la figura 40 se muestra el modelo matemático de la losa de cimentación.

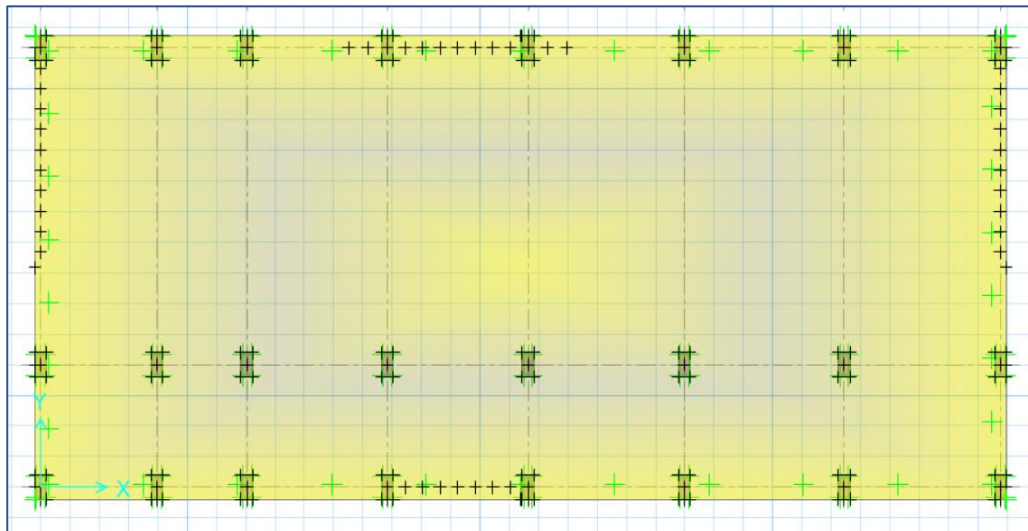


Figura 40: Vista en planta de losa de cimentación

Fuente: Adaptado del SAFE

Se procedió a verificar que la presión actuante, sea menor que la capacidad portante del terreno, esto quiere decir menor al valor de 0.83 kg/cm^2 .

En la figura 41 se muestra el diagrama de presiones para verificar si cumple con los requisitos de resistencia.

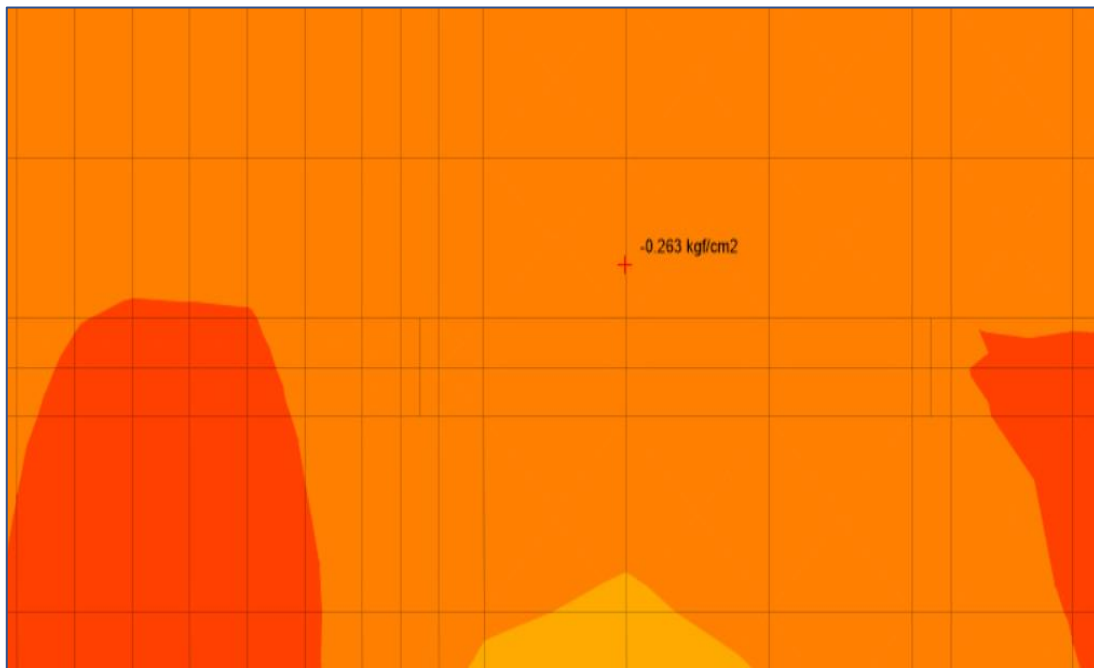


Figura 41: Diagrama de presiones actuantes en losa de cimentación

Fuente: Adaptado del SAFE

Como se puede observar la presión en contacto nos arroja menor al valor de la capacidad portante del terreno.

Una vez haber cumplido con la capacidad portante, se procedió a verificar por punzonamiento es decir nuestra relación demanda-capacidad sea menor que 1, ($D < C$ ó $D/C < 1$)

En la figura 42 se muestra los valores de relación demanda capacidad/capacidad de las columnas.

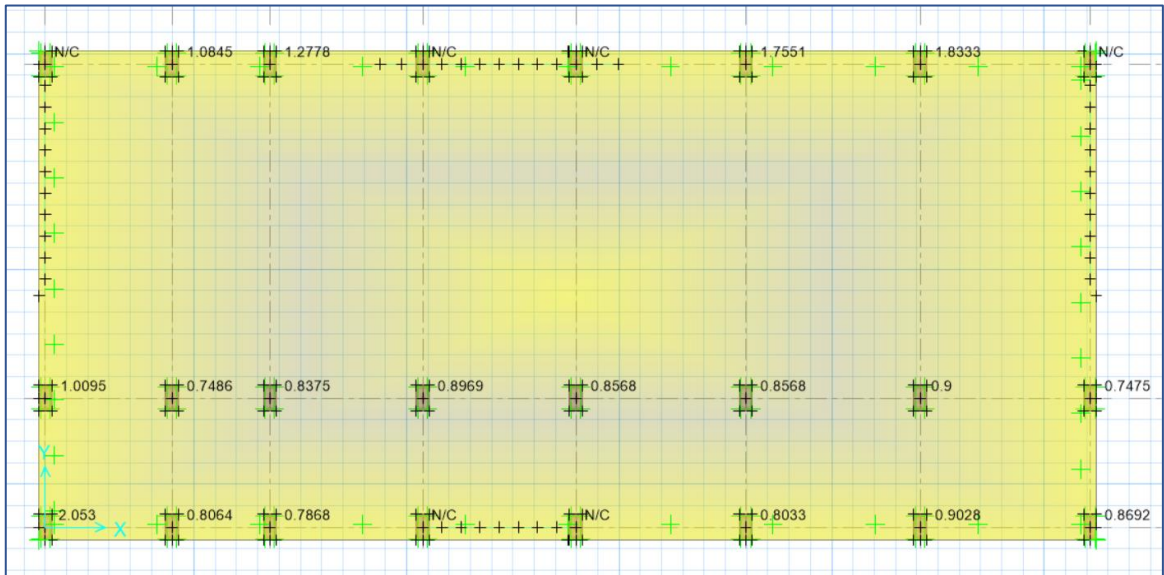


Figura 42: Verificación por punzonamiento - losa de cimentación

Fuente: Adaptado del SAFE

Como se puede observar en los bordes no está cumpliendo por punzonamiento, pero le daremos solución apoyando nuestra losa sobre vigas de cimentación, y de esa manera no presentar fallas por punzonamiento.

Usaremos tentativamente viga de cimentación de (0.30x0.80) m

En la figura 43 se muestra el modelo matemático de la losa cimentación incorporando vigas de arriostre

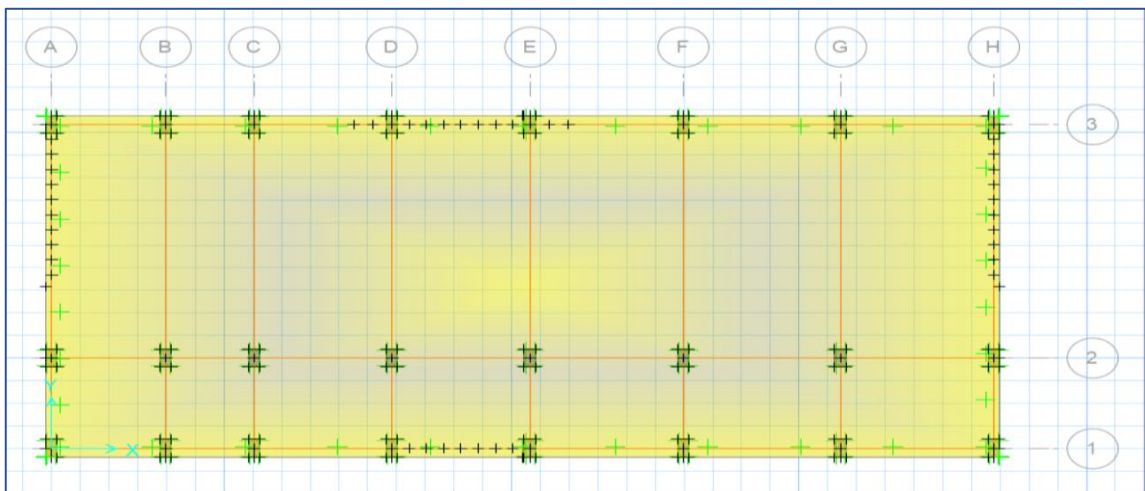


Figura 43: Vista en planta de losa de cimentación con vigas de arriostre

Fuente: Adaptado del SAFE

En la figura 44 se muestra la verificación por punzonamiento habiendo incorporado vigas de arriostre.

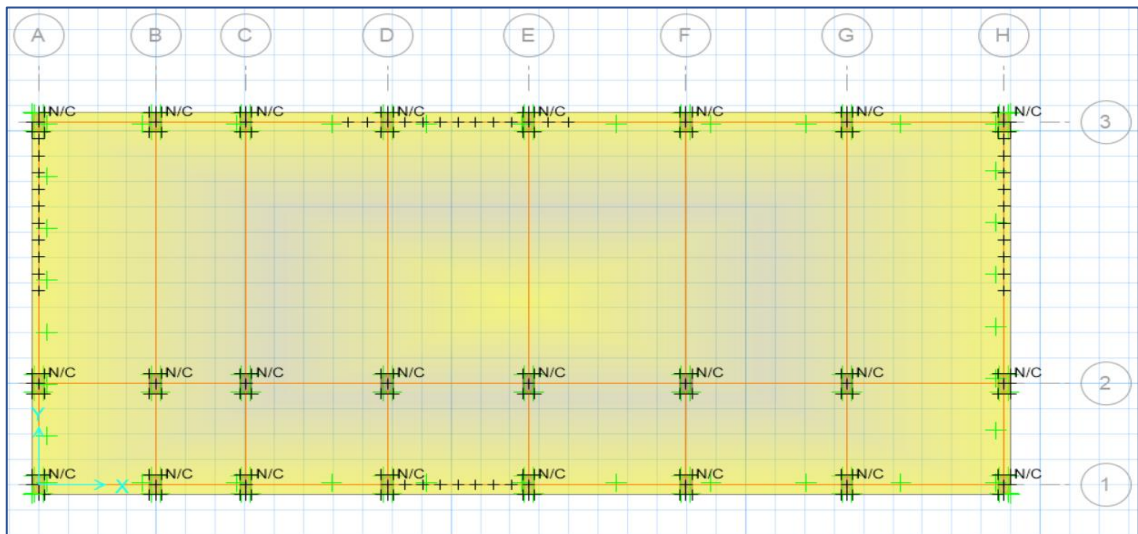


Figura 44: verificación por punzonamiento - losa de cimentación con vigas de arriostre

Fuente: Adaptado del SAFE

Cumpliendo la verificación por presión actuante y punzonamiento, realizaremos el diseño de la losa considerando franjas de diseño

En la figura 45 se muestra las franjas con ancho de 1m para realizar el diseño de la losa de cimentación.

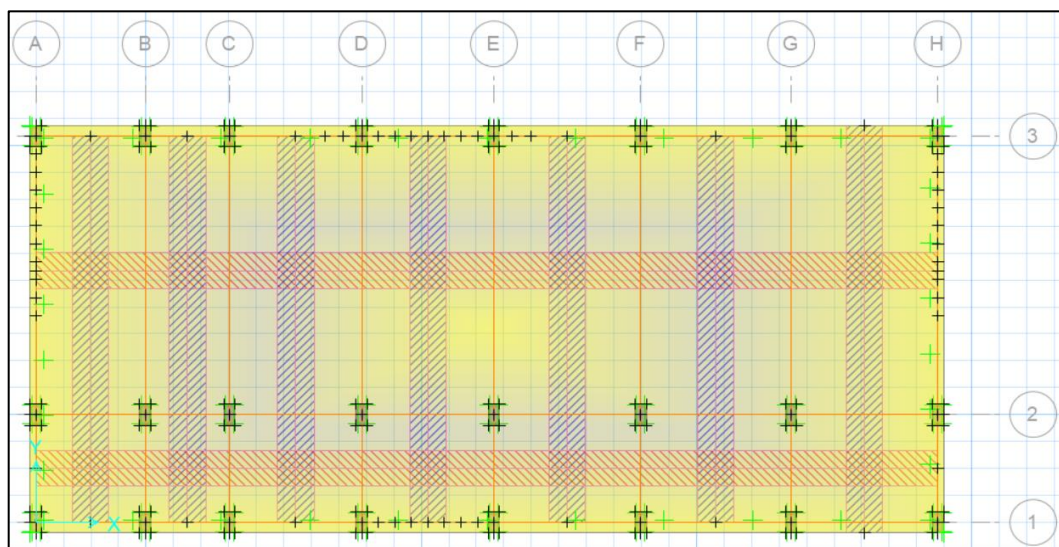


Figura 45: Franjas de diseño para losa de cimentación

Fuente: Adaptado del SAFE

Mediante el programa SAFE obtendremos la cantidad de barras de acero para cada paño de losa de cimentación.

En la figura 46 se muestra el número de varillas de acero superior que nos arroja el diseño para la franja de vertical de 1m de ancho.

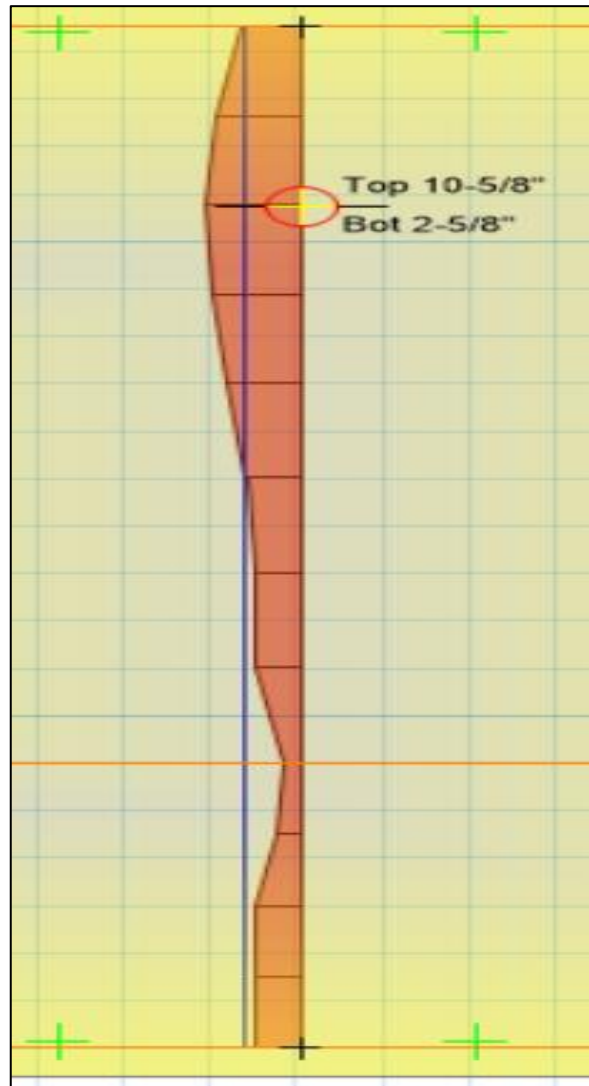


Figura 46: Numero de barras de acero superior en dirección Y

Fuente: Adaptado del SAFE

A continuación, calcularemos el espaciamiento para la franja vertical más crítica

Numero de barras = 10 varillas de 5/8"

$$S = \frac{1 - (2 \times 0.0254) - 0.0158}{9}$$

$$S = 0.10$$

En la figura 47 se muestra el número de varillas de acero inferior que nos arroja el diseño para la franja de vertical de 1m de ancho.

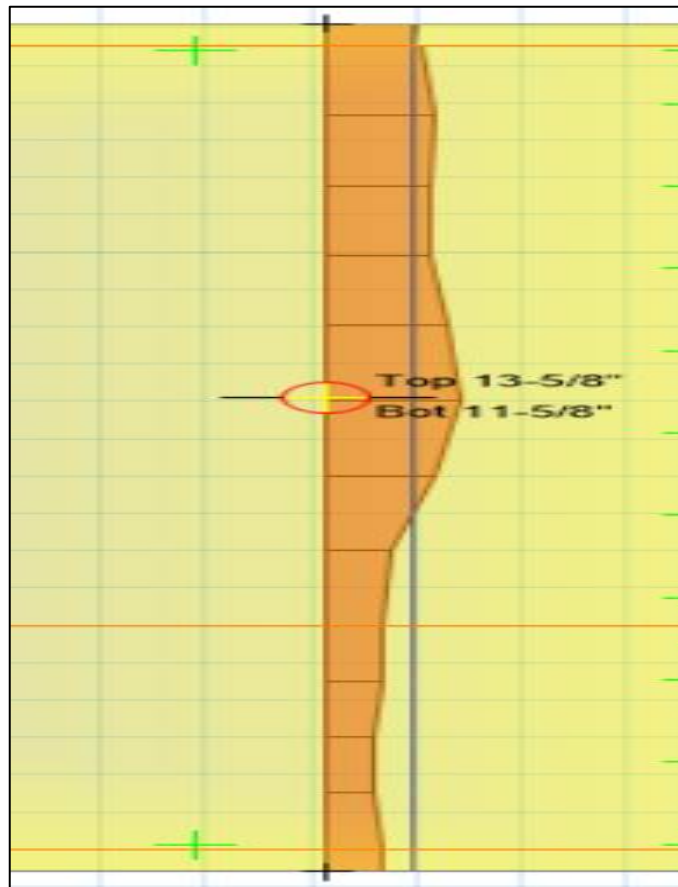


Figura 47: Numero de barras de acero inferior en dirección Y

Fuente: Adaptado del SAFE

A continuación, calcularemos el espaciamiento para la franja vertical más crítica

$$\text{Numero de barras} = 11 \text{ varillas de } 5/8''$$

$$S = \frac{1 - (2 \times 0.0254) - 0.0158}{10}$$

$$S = 0.10$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 42.5$$

$$A_s \text{ min} = 7.65 \text{ cm}^2$$

En la figura 48 se muestra el número de varillas de acero superior que nos arroja el diseño para la franja de horizontal de 1m de ancho.

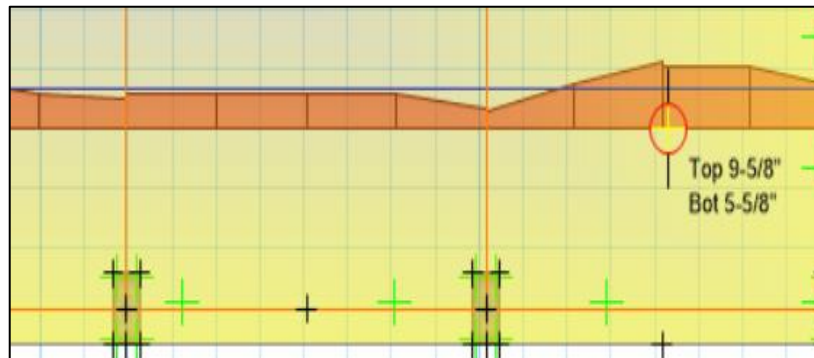


Figura 48: Numero de barras de acero superior en dirección X

Fuente: Adaptado del SAFE

A continuación, calcularemos el espaciamiento para la franja horizontal más crítica

$$\text{Numero de barras} = 9 \text{ varillas de } 5/8''$$

$$S = \frac{1 - (2 \times 0.0254) - 0.0158}{8}$$

$$S = 0.11 = 0.10m$$

$$As \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 42.5$$

$$As \text{ min} = 7.65 \text{ cm}^2$$

En la figura 49 se muestra el número de varillas de acero inferior que nos arroja el diseño para la franja de horizontal de 1m de ancho.

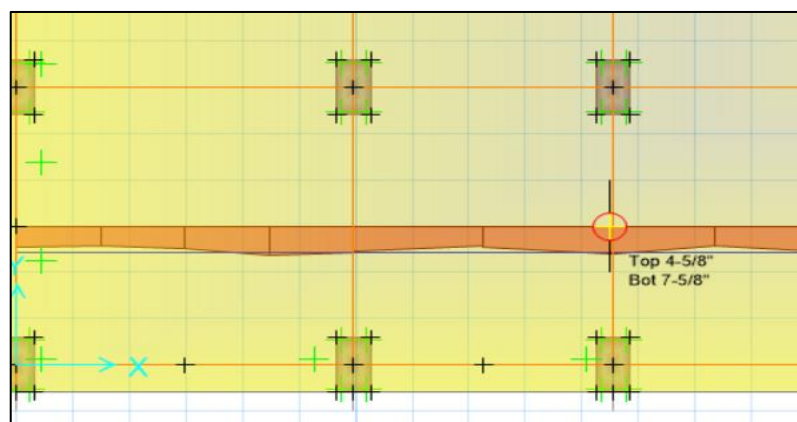


Figura 49: Numero de barras de acero inferior en dirección X

Fuente: Adaptado del SAFE

A continuación, calcularemos el espaciamiento para la franja horizontal más crítica

Numero de barras = 7 varillas de 5/8"

$$S = \frac{1 - (2 \times 0.0254) - 0.0158}{6}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 42.5$$

$$As_{\min} = 7.65 \text{ cm}^2$$

En la figura 50 se muestra el detalle de la losa de cimentación con el acero calculado anteriormente.

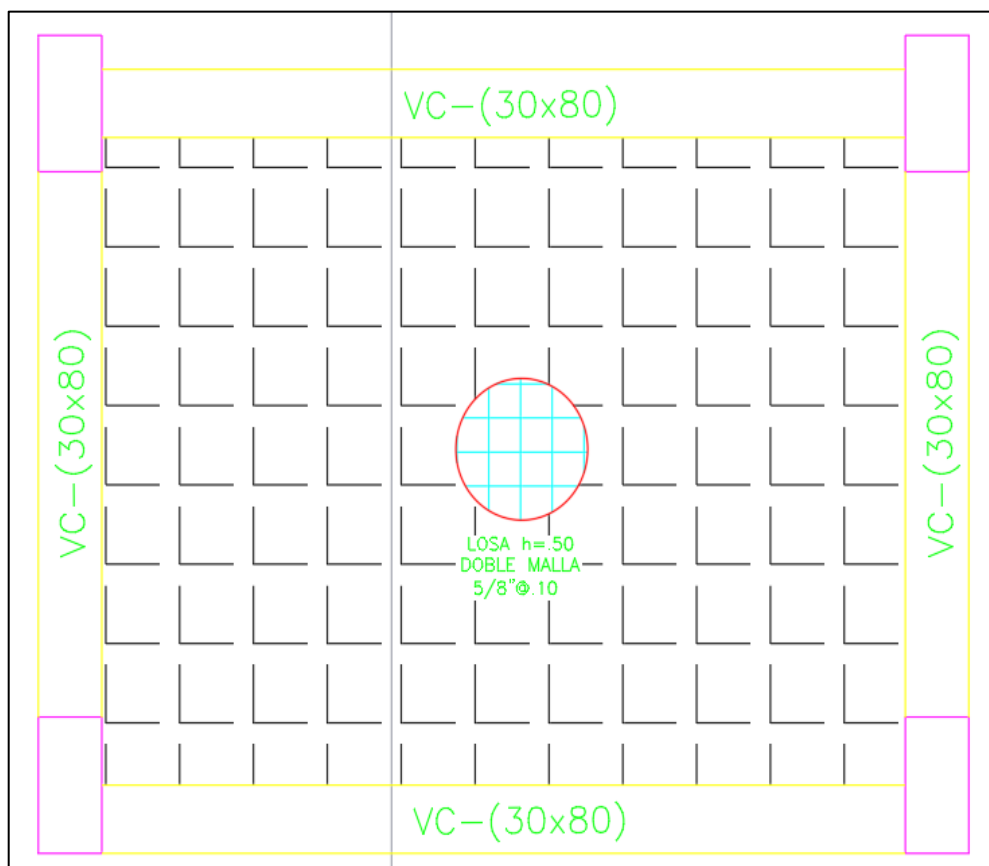


Figura 50: Detalle de losa de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

7.6.7. Diseño de viga de cimentación

A continuación, se diseñará una viga de cimentación, debido a que nuestra losa de cimentación tiene vigas para evitar falla por punzonamiento.

Mediante el programa SAFE obtendremos los valores de momento máximo (+) y (-), para poder realizar el diseño.

Utilizaremos vigas de cimentación de (0.3x0.8) m

- Diseño por flexión – tramo 1

En la figura 51 se muestra el diagrama de momento flector de la viga de cimentación (0.3x0.8) m del primer tramo, cuya luz libre es igual a 2.40 m

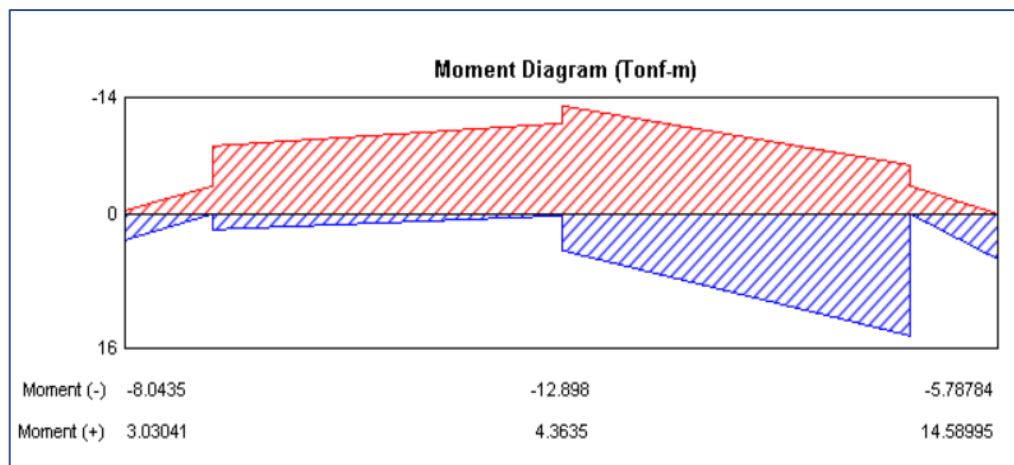


Figura 51: DMF para viga (0.3x0.8) m - tramo 1

Fuente: Adaptado del SAFE

Mu max (-) = 12.9 ton.m

Ancho de viga = 0.3 m = 30 cm

Peralte H = 80 cm

Peralte efectivo "d" = 80-7.5 = 72.5 cm

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 12.9 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 30 \times (80 - 7.5)^2}}$$

$$\omega = 0.0445$$

$$\rho = \frac{0.0445 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.0022$$

$$As = 0.0022 \times 30 \times 72.5$$

$$As \text{ sup} = 4.78 \text{ cm}^2$$

Mu max (+) = 14.60 ton.m

Ancho de viga = 0.3 m = 30 cm

Peralte H = 80 cm

Peralte efectivo "d" = 80-7.5 = 72.5 cm

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 14.6 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 30 \times (80 - 7.5)^2}}$$

$$\omega = 0.0505$$

$$\rho = \frac{0.0505 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.0025$$

$$As = 0.0025 \times 30 \times 72.5$$

$$As \text{ inf} = 5.43 \text{ cm}^2$$

- Cuantía mínima

$$\rho \text{ min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0024$$

$$As \text{ min} = 0.0024 \times 30 \times 72.5$$

$$As \text{ min} = 5.22 \text{ cm}^2$$

- Cuantía máxima

$$\rho \text{ bal} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6000}{4200 \times (6000 + 4200)}$$

$$\rho \text{ bal} = 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ max} = 0.0159 \times 30 \times 72.5$$

$$As \text{ max} = 34.6 \text{ cm}^2$$

- **Diseño por corte – tramo 1**

En la figura 52 se muestra el diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación (0.3x0.8) m del primer tramo, cuya luz libre es igual a 2.40 m.

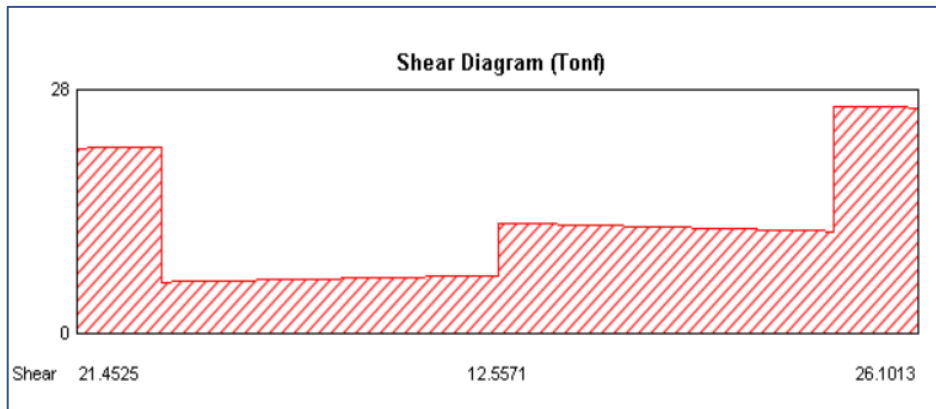


Figura 52: DFC para viga de cimentación (0.3x0.8) m - tramo 1

Fuente: Adaptado del SAFE

$$V_u = 26.10 \text{ ton}$$

Se usará estribos con diámetro de 3/8"

El espaciamiento de estribos no debe exceder al menor de los siguientes valores.

Menor dimensión de la sección transversal de la viga de cimentación = 30 cm

$$16 \times \phi b = 25 \text{ cm}$$

En consecuencia, se usará estribos espaciados cada 25 cm

Verificación:

Obtendremos el cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 72.5 = 16704 \text{ kg}$$

$$V_c = 16.704 \text{ ton}$$

Obtendremos el cortante que aporta el acero transversal

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 72.5}{25} = 17295 \text{ kg}$$

$$V_s = 17.295 \text{ ton}$$

Con los valores del V_c y V_s , se obtendrá el cortante nominal

$$V_n = 16.704 + 17.295 = 34 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 34$$

$$\phi V_n = 28.90 \text{ ton} > 26.10 \text{ ton} \dots \text{cumple}$$

Se observa que esta

Cumpliendo los requisitos por cortante que exige la norma ($\phi V_n > V_u$)

- **Diseño por flexión – tramo 2**

En la figura 53 se muestra el diagrama de momento flector para la viga de cimentación (0.3x0.8) m, cuya luz libre es igual a 7.16 m

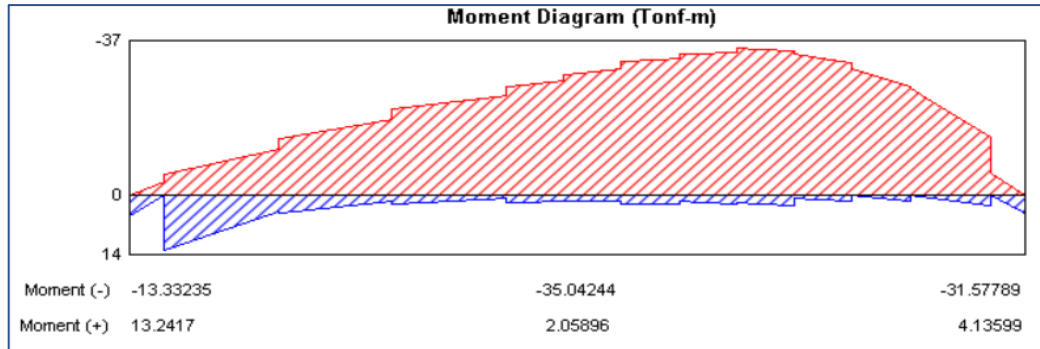


Figura 53: DMF para viga de cimentación (0.3x0.8) m - tramo 2

Fuente: Adaptado del SAFE

$M_u \max (-) = 35.04 \text{ ton.m}$

Ancho de viga = 0.3 m = 30 cm

Peralte H = 80 cm

Peralte efectivo "d" = 80-7.5 = 72.5 cm

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 35.04 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 30 \times (80 - 7.5)^2}}$$

$$\omega = 0.1271$$

$$\rho = \frac{0.1271 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.0064$$

$$A_s = 0.0064 \times 30 \times 72.5$$

$$A_s \text{ sup} = 13.92 \text{ cm}^2$$

$M_u \max (+) = 13.24 \text{ ton.m}$

Ancho de viga = 0.3 m = 30 cm

Peralte H = 80 cm

Peralte efectivo "d" = 80-7.5 = 72.5 cm

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 13.24 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 30 \times (80 - 7.5)^2}}$$

$$\omega = 0.046$$

$$\rho = \frac{0.046 \times 210}{4200}$$

- Cuantía requerida

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = 0.0023 \times 30 \times 72.5$$

$$A_s \text{ inf} = 5 \text{ cm}^2$$

- Cuantía mínima

$$\rho \text{ min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0024$$

$$A_s \text{ min} = 0.0024 \times 30 \times 72.5$$

$$A_s \text{ min} = 5.22 \text{ cm}^2$$

- Cuantía máxima

$$\rho \text{ bal} = \frac{0.85 \times 0.85 \times 210 \times 6000}{4200 \times (6000 + 4200)}$$

$$\rho \text{ bal} = 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times 0.02125$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$A_s \text{ max} = 0.0159 \times 30 \times 72.5$$

$$A_s \text{ max} = 34.6 \text{ cm}^2$$

- **Diseño por corte – tramo 2**

En la figura 54 se muestra el diagrama de fuerza cortante para la viga de cimentación (0.3x0.8) m, cuya luz libre es igual a 7.16 m

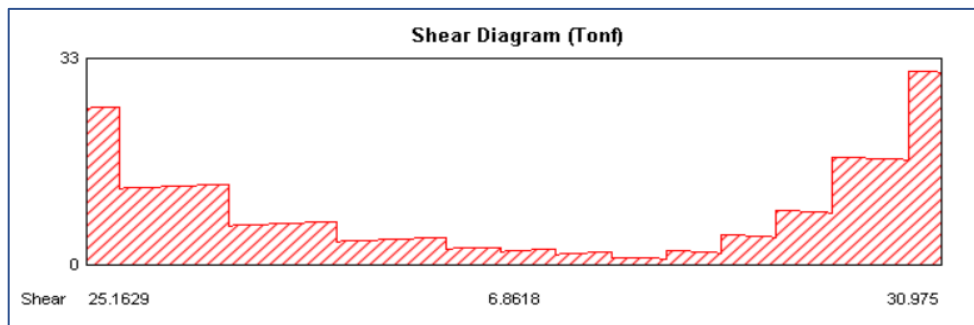


Figura 54: DFC para viga de cimentación (0.3x0.8) m - tramo 2

Fuente: Adaptado del SAFE

$$V_u = 30.98 \text{ ton}$$

Se usará estribos con diámetro de 3/8"

El espaciamiento de estribos no debe exceder al menor de los siguientes valores.

Menor dimensión de la sección transversal de la viga de cimentación = 30 cm

$$16x\phi_b = 20 \text{ cm}$$

En consecuencia, se usará estribos espaciados cada 15 cm

Verificación:

Obtendremos el cortante que aporta el concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 72.5 = 16704 \text{ kg}$$

$$V_c = 16.704 \text{ ton}$$

Obtendremos el cortante que aporta el acero transversal

$$V_s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 72.5}{20} = 21619 \text{ kg}$$

$$V_s = 21.619 \text{ ton}$$

Con los valores del V_c y V_s , se obtendrá el cortante nominal

$$V_n = 16.704 + 21.619 = 38.32 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 38.32$$

$$\phi V_n = 32.5 \text{ ton} > 30.98 \text{ ton} \dots \text{cumple}$$

Se observa que esta

Cumpliendo los requisitos por cortante que exige la norma ($\phi V_n > V_u$)

En la figura 55 se muestra el detalle de la viga de cimentación (0.3x0.8) m con el área de acero calculado anteriormente.

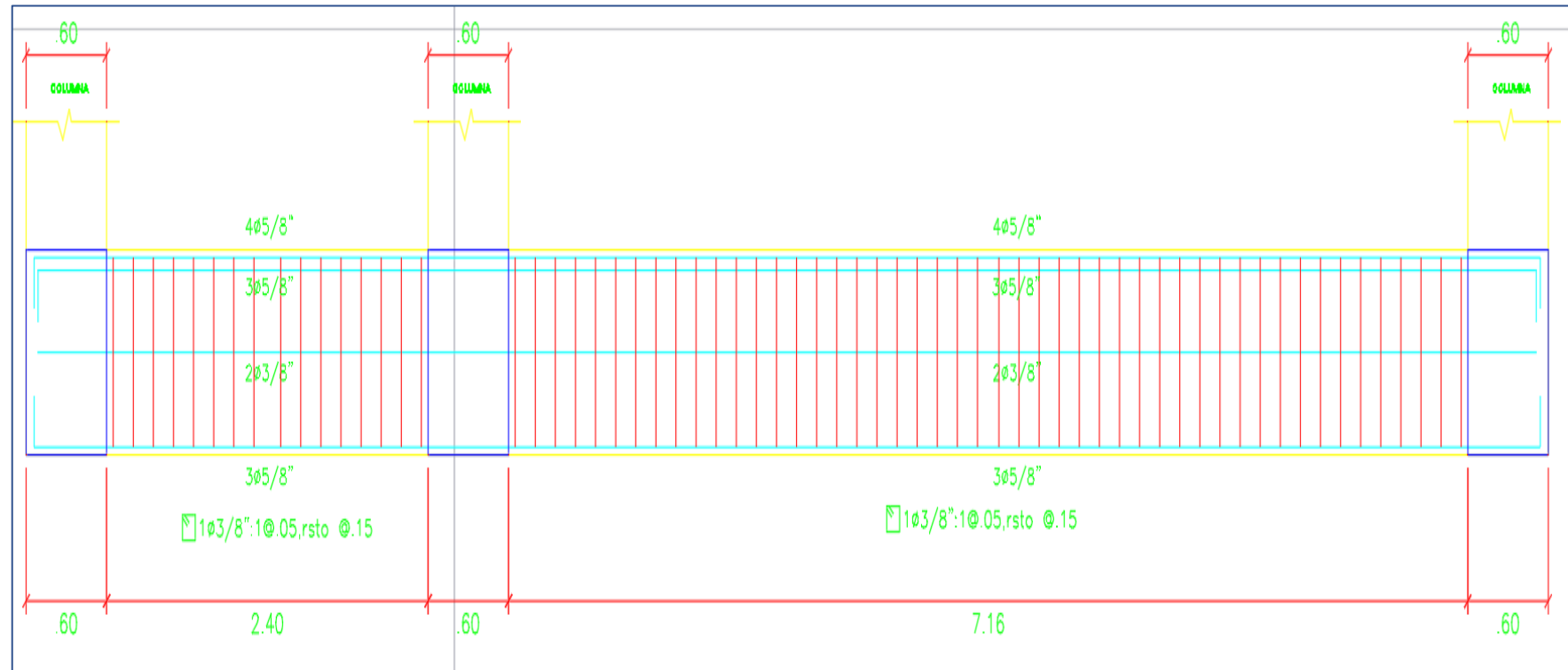


Figura 55: Detalle de viga de cimentación (0.3x0.8) m

Fuente: Elaboración propia

7.7. Discusión y contrastación de hipótesis

- **Hipótesis específicas:**

El análisis estructural de la edificación existente empleando la norma E030-2018, determinara la necesidad de hacer un reforzamiento estructural.

- Esta hipótesis es aceptada ya que, con los datos utilizados de la norma vigente, se verifico que la estructura no cumplía lo exigido por norma, ya que obtuvimos como deriva máxima 0.03 en dirección X y 0.01 en dirección Y, lo cual no está cumplido con el máximo que es 0.007 en consecuencia, se determina que requiere hacer un reforzamiento.

La incorporación de muros de corte modificará el sistema estructural de la edificación con el cual se obtendrá un nuevo coeficiente de reducción, para un diseño correcto de la estructura.

- Esta hipótesis es aceptada ya que, al incluir muros de corte en las estructuras, son los muros los que toman el mayor porcentaje del cortante en la base, se obtuvo en ambas direcciones porcentajes mayores del 70% del cortante, por lo cual es un sistema de muros estructurales, con un coeficiente de reducción $R_o=6$.

El reforzamiento con muros de corte aporta rigidez a la estructura, con lo cual la estructura obtiene resultados favorables frente a un eventual sismo.

- Esta hipótesis es aceptada ya que, al reforzar la estructura con muros de corte se obtienen una reducción en cuanto al periodo de vibración y también derivas que están cumpliendo con la norma E030-2018.

- **Hipótesis general:**

La incorporación de muros de corte mejora el comportamiento sísmico de la estructura.

- Esta hipótesis es aceptada ya que las hipótesis específicas son válidas.

CONCLUSIONES

- 1) Se realizó la evaluación sísmica de la Casa de la mujer Florencia de Mora con 3 niveles existentes, el cual consistió en realizar el análisis sísmico estático y dinámico obteniendo como desplazamiento máximo 0.03 en dirección X y 0.01 en dirección Y, ambos superiores a lo especificado en la norma E030-2018, esto quiere decir que la estructura requiere de un reforzamiento estructural.
- 2) Se amplió y reforzó correctamente la estructura de 3 a 5 niveles con muros de corte teniendo en cuenta la arquitectura y logrando tener una estructura simétrica para así evitar fallas por torsión, con la incorporación de muros de corte se logró un mejor comportamiento estructural frente a un sismo severo, reduciendo significativamente las derivas al valor de 0.003 en dirección X y 0.003 en dirección Y, lo cual es aceptable según la norma E030-2018.
- 3) Al incluir muros de corte en la ampliación de la estructura se obtuvo como resultado un sistema de muros estructurales ya que los muros absorben 97% de la fuerza cortante en X y un 89% de fuerza cortante en Y, esto quiere decir que es mayor al 70% del cortante en la base, según lo especificado en la norma E030-2018.
- 4) La incorporación de muros de concreto armado aportan gran rigidez a la estructura, por consecuencia mejora el comportamiento estructural y se reduce el daño que pueda sufrir la estructura frente a un sismo, ya que se obtuvo periodos de vibración más cortos cuyo valor es 0.323 en dirección X y 0.28 en dirección Y.
- 5) Al ampliar la estructura existente, se obtuvo un aumento en el peso de la edificación y debido a que tenemos una capacidad portante baja de 0.83kg/cm², se realizó un reforzamiento de cimentación.

RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda evaluar la estructura antes de realizar un reforzamiento, para verificar si está cumpliendo con las exigencias de la norma vigente.
- 2) Se recomienda usar como método de reforzamiento estructural el uso de muros de concreto armado, ya que aportan rigidez a la estructura, en consecuencia, ayuda a controlar desplazamientos.
- 3) Se recomienda verificar las irregularidades extremas, ya que, en caso presente, se debería optar por modificar la estructuración, para poder realizar el reforzamiento.
- 4) Al incorporar muros de corte tener en cuenta la arquitectura y hacerlo de manera simétrica, ya que la presencia de los muros de corte modificase la rigidez, alterando el centro de rigidez, es importante que el centro de rigidez con el centro de masa no tenga mucha excentricidad, ya que generaría problemas como fallas por torsión al momento de sufrir un sismo.
- 5) Se recomienda continuar la investigación con otro sistema de reforzamiento, como disipadores de energía, arrostros metálicos, etc.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aranzabal, W. (2015). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica para el diseño del reforzamiento estructural que mejora el comportamiento sismorresistente del hospital Casimiro Ulloa empleando la norma E.030-2014*. (Tesis pregrado). Universidad Ricardo Palma. Lima - Perú.
- Belizario, C. (2017). *Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos confines de ampliación*. (Tesis pregrado). Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo - Perú.
- Campaña, D. (2015). *Vulnerabilidad y propuesta de reforzamiento estructural de seis estructuras de la academia de guerra del ejército y del comando de educación y doctrina del ejército*. (Tesis pregrado). Universidad de las Fuerzas Armadas. Sangolqui - Ecuador.
- Cortese, L. (2014). *Elaboración de una metodología de diseño e instalación de reforzamiento de estructuras de concreto armado en secciones rectangulares de miembros solicitados a flexión utilizando polímeros reforzados con fibra conforme a normativa ACI*. (Tesis pregrado). Universidad José Antonio Páez. San Diego - Venezuela.
- Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima - Perú: ICG
- Nayra, A. (2016). *Reforzamiento estructural de edificaciones familiares para el uso de entidades financieras - caso Caja Arequipa - Puno*. (Tesis pregrado). Universidad Nacional del Altiplano. Puno - Perú.
- Ottazzi, G. (2011). *Diseño en Concreto Armado*. Lima - Perú: PUCP
- Perez, J. (2008). *Propuesta para el reforzamiento estructural de la edificación denominada Monasterio de las Hermanas de la Visitación sector oficinas*. (Tesis pregrado). Universidad de la Salle. Bogotá - Colombia
- SENSICO. (2009). *E.060 Concreto armado*. Lima - Perú.
- SENSICO. (2018). *E.030 Diseño sismorresistente*. Lima - Perú.

ANEXOS

ANEXO I: MATRIZ DE CONSISTENCIA

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGIA
GENERAL	¿Cómo un reforzamiento con muros de corte mejora el comportamiento estructural de la edificación al ampliar de 3 a 5 niveles empleando la norma E030-2018?	Realizar la evaluación sísmica y reforzamiento de la casa de la mujer mediante muros de concreto con la norma E030-2018.	La incorporación y diseño de muros de corte posibilita la ampliación de la casa de la mujer mediante la evaluación sísmica.	Muros de corte	Desplazamientos Derivas Esfuerzos Periodo de Vibracion	Aplicada, porque busca proponer una alternativa de solución para mejorar el comportamiento estructural y que sea aplicada a edificaciones diseñadas con normas que no están en vigencia.
ESPECÍFICO	¿Por qué la edificación requiere de un reforzamiento estructural para su correcto comportamiento?	Evaluar el comportamiento estructural de la casa de la mujer existente de 3 niveles, para determinar la necesidad de reforzar la estructura con muros de corte empleando la norma E030-2018, con fines de ampliación.	El análisis estructural posibilita la ampliación de la casa de la mujer existente empleando la norma E030-2018, mediante muros de corte.	Casa de la mujer Florencia de Mora	Numero de Pisos Numero de Niveles Sotanos Semi-Sotanos	Correlacional, porque los resultados que obtengamos de nuestra investigación van a depender de la relación que guarden nuestras variables.
	¿De qué manera influye el reforzamiento de la estructura mediante muros de corte para la mejora del comportamiento estructural frente a un sismo?	Obtener desplazamientos y derivas frente a un sismo, cumpliendo con la norma E030-2018.	La aplicación de la norma E030-2018 permitirá obtener los desplazamientos de la edificación casa de la mujer.		NORMA E030	Cuantitativa, porque se cuantificará las mejoras que se logra obtener, así como los valores que afecten a nuestras variables, como cortantes, derivas, etc.
	¿Cuáles son los cambios en los parámetros sísmico al adicionar muros de corte con la norma E030-2018?	Determinar los parámetros sísmicos, así como la cortante que son tomadas por los muros de corte, para determinar el sistema estructural de la edificación, según la norma E030-2018.	La incorporación de muros de corte modificara el sistema estructural de la edificación con el cual se obtendrá un nuevo coeficiente de reducción, para un diseño correcto de la estructura.		NORMA E030	No experimental, porque se realiza la investigación sin manipular deliberadamente las variables, solo se observará como se comporta la estructura frente a la simulación de un sismo, acorde a la norma vigente.
	¿Cómo el reforzamiento con muros de corte evita daños en la estructura al ser ampliada de 3 a 5 niveles?	Identificar las mejoras y en cuanto se reduce el daño de la estructura al ser reforzado con muros de corte.	El reforzamiento con muros de corte reduce el daño de la estructura frente a un sismo.			Transversal, porque se recolecta los datos en un solo momento y tiempo único, se va a describir las variables y analizar su incidencia en interrelación.

ANEXO II: PLANO DE UBICACIÓN

ANEXO III: PLANO DE ARQUITECTURA EXISTENTE

ANEXO IV: PLANO DE ARQUITECTURA – PISOS AMPLIADOS

ANEXO V: PLANO DE ALIGERADO EXISTENTE

ANEXO VI: PLANO DE ALIGERADO – PISOS AMPLIADOS

ANEXO VII: PLANO DE MUROS DE CORTE

ANEXO VIII: PLANO DE CIMENTACION EXISTENTE

ANEXO IX: PLANO DE CIMENTACION REFORZADA