

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

Análisis comparativo del diseño estructural de un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2014) y Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2016)

Por:

Byron Leandro Remache Ortega

Asesor:

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Juliaca, agosto de 2019

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

Mg. Leonel Chahuares Paucar, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "Análisis comparativo de diseño estructural de un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2014) y Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2016)" constituye la memoria que presenta el bachiller Byron Leandro Remache Ortega para aspirar al título Profesional de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Lima a los veintiseis días del mes de agosto del año dos mil diecinueve.



Mg. Leonel Chahuares Paucar

Análisis comparativo del diseño estructural de un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2014) y Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2016)

TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

JURADO CALIFICADOR


Ing. Juana Beatriz Aquise Pari
Presidenta


Ing. Herson Duberly Pari Cusi
Secretario


Ing. David Quispe Aruñanca
Vocal


Ing. José Pachon Pachon
Vocal


Mg. Leonel Chahuares Paucar
Asesor

Jullaca, 26 de Agosto de 2019

DEDICATORIA

La presente tesis se la dedico primeramente a Dios por darme sabiduría para poder concluir con este trabajo de investigación, de la misma forma a mis padres que día a día me llenan de ánimos; también dedico esta tesis a mi esposa y a mi hijo ya que son el pilar fundamental en mi vida.

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios ya que el permite que logremos triunfos en nuestras vidas, agradecer a mi asesor que con su tiempo y dedicación me apoyo para poder realizar este trabajo.

ÍNDICE

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
SIMBOLOGÍA	xv
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPÍTULO I	18
EL PROBLEMA	18
1.1. Identificación del problema	18
1.2. Planteamiento del Problema	18
1.2.1. Problema General	18
1.2.2. Problemas específicos	18
1.3. Justificación Del Problema	19
1.4. Objetivos de la investigación	19
1.4.1. Objetivo General	19
1.4.2. Objetivo Especifico	19
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	21
2.1. Antecedentes de la Investigación	21
2.2. Teorías relacionadas al tema	22
2.2.1. Aspectos generales de los sismos	22
2.2.2. Características	23
2.2.3. Dinámica de Suelos	24
2.2.4. Cargas	25
2.2.5. Interacción suelo-estructura	26
2.2.6. Criterios de estructuración sismo- resistente	29
2.2.7. Pre- dimensionamiento de losas aligeradas	29
2.2.8. Pre - dimensionamiento de vigas	30

2.2.9. Predimensionamiento Columnas.....	31
2.2.10. Diseño sismorresistente	31
2.2.11. Peligro sísmico.....	32
2.2.12. Caracterización de la estructura.....	35
2.2.13. Análisis estático	36
2.2.14. Análisis dinámico modal espectral	37
2.2.15. Validación de la estructura	38
2.2.16. Diseño en concreto armado	38
2.2.17. Diseño de vigas	39
2.2.18. Diseño de columnas.....	41
2.2.19. Diseño de placas.....	45
2.2.20. Conexión viga-columna.....	48
2.2.21. Diseño de cimentación	49
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA.....	56
3.1. Tipo y nivel de investigación	56
3.1.1. Tipo de Investigación	56
3.2. Método y diseño de la investigación.....	56
3.2.1. Método de la investigación.....	56
3.2.2. Tipo de Investigación	56
3.2.3. Diseño de la investigación.....	57
3.3. Formulacion de hipótesis	57
3.3.1. Hipotesis General	57
3.3.2. Hipotesis específica	57
3.4. Variables de estudio.....	57
3.4.1. Variables dependientes.....	57
3.4.2. Variables independientes	58
3.4.3. Técnicas de recolección de datos	58
3.4.4. Instrumentos	58
3.4.5. Matriz de consistencia.....	59

3.5. Procesamiento y análisis de datos	60
3.6. Descripción del proyecto	60
3.6.1. Planteamiento Arquitectónico.....	61
3.7. Análisis sísmico modelo empotrado	64
3.7.1. Sistema estructural	64
3.7.2. Estructuración	64
3.7.3. Características de materiales.....	64
3.7.4. Predimensionamiento de elementos estructurales	65
3.7.5. Análisis sismorresistente norma E.030 2014 y 2016	67
3.8. Análisis sísmico con interacción suelos estructura	81
3.8.1. Sistema dual	81
3.8.2. Análisis dinámico	81
3.8.3. Características dinámicas del suelo de fundación	81
3.8.4. Modelamiento dinámico NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87	82
3.8.5. Resultados de la interacción suelo estructura	85
3.9. Diseño en concreto armado	86
3.9.1. Fundamentos del diseño en concreto armado.....	86
3.9.2. Diseño de vigas	88
3.9.3. Diseño de columnas.....	96
3.9.4. Diseño de nudos	107
3.9.5. Diseño de muros.....	111
3.9.6. Diseño de losas aligeradas	116
3.9.7. Diseño de la cimentación	122
3.10. Elaboración del presupuesto.....	134
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN	139
4.1. Análisis sísmico comparativo	139
4.1.1. Comparación del periodo de la estructura	140
4.1.2. Comparación de la cortante basal.....	143
4.1.3. Comparación de espectro de diseño.....	145

4.1.4. Comparación desplazamientos	146
4.1.5. Comparación de derivas	148
4.1.6. Comparación de junta sísmica	149
4.1.7. Comparación de costos	149
4.2. Discusión de resultados	154
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	155
5.1. Conclusiones	155
5.2. Recomendaciones	157
Referencias.....	159
ANEXOS.....	164

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos propios de materiales de construcción	25
Tabla 2. Cargas vivas mínimas repartidas.....	25
Tabla 3. Valores del coeficiente β_0	29
Tabla 4. Consideración para espesores mínimos a menos que se calculen deflexiones	30
Tabla 5. Criterios de dimensiones de vigas	30
Tabla 6. Factores de Zona E.030	33
Tabla 7. Parámetros de suelo y factor TP norma E.030(2014)	33
Tabla 8. Factor de suelo E.030 (2016)	33
Tabla 9. Periodos TP y TL E.030(2016)	34
Tabla 10. Categorías de las edificaciones E.030 -2014 y 2016	35
Tabla 11. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R	35
Tabla 12. Porcentaje de carga para obtener el peso de la edificación E.030-2014 y2016	36
Tabla 13. Distribución de fuerza sísmica por pisos.....	37
Tabla 14. Límites para desplazamiento lateral del entrepiso norma E.030 (2014 y 2016)	38
Tabla 15. Factor de reducción de la resistencia (ϕ)	39
Tabla 16. Matriz de Consistencia	59
Tabla 17. Predimensionamiento de losa en una dirección.....	66
Tabla 18. Predimensionamiento de vigas principales y secundarias	66
Tabla 19. Metrado de cargas para predimensionamiento de columna C-1	66
Tabla 20. Factor de amplificación sísmica.....	69
Tabla 21. Peso y masa de la edificación	70
Tabla 22. Datos para calcular la fuerza cortante en la base dirección X-X	70
Tabla 23. Datos para calcular la fuerza cortante en la base dirección Y-Y	70
Tabla 24. Determinación de la fuerza cortante estática en la base Dirección X-X	71
Tabla 25. Determinación de la fuerza cortante estática en la base Dirección Y-Y	71
Tabla 26. Distribución sísmica en altura Norma E.030 2014 y 2016.....	72
Tabla 27. Modal Load Participation Ratios	73
Tabla 28. Modos de vibración de la estructura E.030 (2014/2016)	73
Tabla 29. Análisis modal espectral para la dirección X-X	75
Tabla 30. Análisis modal espectral para la dirección Y-Y	76
Tabla 31. Desplazamiento Laterales en X-X - E.030 2014-2016	78
Tabla 32. Desplazamiento Laterales en Y-Y - E.030 2014-2016	78

Tabla 33. Factor de escalamiento para la cortante X-X, Y-Y	79
Tabla 34. Verificación del Sistema Estructural X-X - E.030, 2014-2016.....	80
Tabla 35. Verificación del Sistema Estructural Y-Y - E.030 2014-2016.....	80
Tabla 36. Coeficientes de rigidez con el modelo dinámico norma rusa.....	84
Tabla 37. Derivas máximas con interacción suelo estructura – Dirección X-X.....	85
Tabla 38. Derivas máximas con interacción suelo estructura – Dirección Y-Y	85
Tabla 39. Combinaciones de cargas para el diseño en concreto armado	87
Tabla 40. Resumen de diseño por flexión de la viga 30x60	89
Tabla 41. Acero propuesto positivo y negativo para la viga 30x60	89
Tabla 42. Factores para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras a tracción. ..	90
Tabla 43. Datos de acero por corte de la viga 30x50.....	94
Tabla 44. Cortantes de diseño de la viga 30x60- Etabs.....	94
Tabla 45. Valores de estabilidad del entrepiso en el eje x	97
Tabla 46. Valores de estabilidad del entrepiso en el eje Y.....	98
Tabla 47. Verificación de arriostramiento en el eje X y Y	98
Tabla 48. Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna C1 a diseñar	101
Tabla 49. Resistencias nominales y de diseño en ambas direcciones.....	102
Tabla 50. Acero por corte en la columna C2 eje 4-4/B-B.....	104
Tabla 51. Fuerzas cortantes en el nudo	108
Tabla 52. Combinaciones de carga para el diseño del muro MC-01.....	111
Tabla 53. Datos de diseño de la columna para la combinación 1.4D+1.7L.....	112
Tabla 54. Metrado de Carga Muerta y Carga Viva.....	117
Tabla 55. Mayorización de Carga Viva y Carga Muerta.....	117
Tabla 56. Cargas de servicio por vigueta	120
Tabla 57. Pesos por columna necesarios para determinar la presión.....	123
Tabla 58. Pesos por muros necesarios para determinar la presión.	124
Tabla 59. Peso resultante de cargas de servicio factorizadas	124
Tabla 60. Resumen de datos calculados a utilizar.....	128
Tabla 61. Esfuerzos últimos sobre el suelo para cada punto de las franjas en X, Y ..	129
Tabla 62. Esfuerzos últimos para cada franja X,Y	130
Tabla 63. Acero Considerado para la franja 1	133
Tabla 64. Presupuesto específico por partidas- Modelo Base Empotrada.....	134
Tabla 65. Presupuesto General de Estructuras - Base Empotrada.....	136
Tabla 66. Presupuesto - Modelo Interacción Suelo-Estructura	136
Tabla 67. Presupuesto General de Estructuras - Interacción Suelo - Estructura	138
Tabla 68. Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección X-X.....	139

Tabla 69. Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección Y-Y	139
Tabla 70. Comparación de periodos de vibración (seg)	140
Tabla 71. Participación de masas para el modelo empotrado y con ISE	141
Tabla 72. Comparación de la cortante en la base -Dirección X	143
Tabla 73. Comparación de la cortante en la base -Dirección Y	143
Tabla 74. Desplazamientos laterales máximos inelásticos	146
Tabla 75. Comparación de derivas para la modelo empotrado y modelo norma rusa	148
Tabla 76. Comparación junta sísmica.....	149
Tabla 77. Metrado de Materiales de Obra de Concreto Armado	150
Tabla 78. Costos de partidas.....	150
Tabla 79. Comparación de costos por elementos estructural en concreto	151
Tabla 80. Comparación de costos por elementos estructural en acero corrugado	152
Tabla 81. Comparación de Presupuesto directo	152
Tabla 82. Comparación de Monto de Inversión total para ambos modelos.....	153

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa Sísmico del Perú periodo 1960- 2017	23
Figura 2. Ondas Sísmicas	24
Figura 3. Esquema de interacción suelo-platea de cimentación	27
Figura 4. Zonificación del Territorio Nacional en la Norma Antigua y Nueva.....	33
Figura 5. Condiciones para confinamiento de bordes en muros	47
Figura 6. Referencia del nuevo eje de coordenadas (X, Y).....	51
Figura 7. Subdivisiones de la losa	52
Figura 8. Comportamiento de fibras con respecto a un momento positivo en x	52
Figura 9. Comportamiento de fibras con respecto a un momento positivo en Y	52
Figura 10. Dimensiones a considerar en el diseño por punzonamiento	54
Figura 11. Procesamiento y Análisis de Datos	60
Figura 12. Lugar de Ejecución del Proyecto	61
Figura 13. Plano Arquitectónica Primer Nivel	62
Figura 14. Plano Arquitectónica Segundo	62
Figura 15. Plano Arquitectónica Tercer al Quinto Nivel.....	63
Figura 16. Plano Arquitectónica Azotea.....	63
Figura 17. Nueva configuración de los elementos estructurales	64
Figura 18. Ubicación de paños para el predimensionamiento de las losas aligeradas.65	
Figura 19. Modelo del sistema estructural en ETABS 16.1.2.....	68
Figura 20. Primera forma de vibrar en la dirección Y, Vista 3D y 5° Nivel.....	74
Figura 21. Segunda forma de vibrar en la dirección X , Vista 3D y 5° Nivel.....	74
Figura 22. Áreas para asignar los coeficientes de Flexibilidad en la base	82
Figura 23. Coeficientes de rigidez, traslación y rotación.	84
Figura 24. Modelo dinámico con coeficientes de rigidez, vista 3D.	85
Figura 25. Concrete Frame Design Preferences.....	87
Figura 26. Diseño por flexión de la viga 30x60	88
Figura 27. Diagrama De Momentos Del Tramo A-B	91
Figura 28. Diagrama de momento de la viga 30*60.....	92
Figura 29. Longitud de desarrollo del bastón Portico II Viga 30*50.....	93
Figura 30. Valores de fuerza axial de la columna C2.....	96
Figura 31. Ubicación de la columna C2 a diseñar eje3-3/A-A.....	101
Figura 32. Acero propuesto para la sección de la columna C2	102
Figura 33. Distribución final de acero longitudinal y estribos C1	106
Figura 34. Verificación de Ratios Demanda/Capacidad en Pórticos	106
Figura 35. Dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga	107

Figura 36. Refuerzo transversal de columnas	111
Figura 37. Detalle de elevación del muro MC-01	114
Figura 38. Detalle final del diseño del muro MC-01	116
Figura 39. Paño crítico a analizar para losa aligerada	116
Figura 40. Envolvente final de combinaciones de carga para el diseño eje 1 (A-D)...	117
Figura 41. Área de acero calculado por el programa SAP para el eje 1 (A-D)	118
Figura 42. Acero calculado colocado en la vigueta	118
Figura 43. Distribución del acero de temperatura para la losa aligerada	119
Figura 44. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de diseño	119
Figura 45. Grafica de la vigueta para el cálculo del centro de gravedad e inercia.....	121
Figura 46. Platea de Cimentación	123
Figura 47. Peralte de Losa de cimentación.....	124
Figura 48. Referencia del nuevo eje de coordenadas (X,Y).....	126
Figura 49. Subdivisiones en la losa en dirección X-X	127
Figura 50. Subdivisiones en la losa en dirección Y-Y	128
Figura 51. Esfuerzos finales en las franjas X, Y	130
Figura 52. Diagrama de cortante de la franja 1	131
Figura 53. Diagrama de momentos en la franja 1	133
Figura 54. Detalle de distribución de losa de cimentación	134

SIMBOLOGÍA

- ❖ Z: Factor de Zona
- ❖ U: Factor de uso e importancia
- ❖ S_0 : Roca dura
- ❖ S_1 : Roca o suelos muy rígidos
- ❖ S_2 : Suelos intermedios
- ❖ S_3 : Suelos blandos
- ❖ T_p y T_L : Periodos de suelo
- ❖ V: Cortante en la base
- ❖ P: Peso
- ❖ C: Factor de amplificación sísmica
- ❖ D_f : Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.
- ❖ V_u : Fuerza cortante última
- ❖ ΦV_n : Fuerza cortante nominal
- ❖ R_u : Resistencia requerida última
- ❖ ΦR_n : Resistencia de diseño
- ❖ CM: Carga muerta
- ❖ CV: Carga viva
- ❖ CV_i : Carga de viento
- ❖ CS: Carga de sismo

RESUMEN

En la presente investigación se realizó un análisis comparativo sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030 (2014) con su modificación de la Norma E.030 (2016) – Diseño sismorresistente y ver su influencia en el diseño estructural. El edificio consta de 5 niveles, el cual tiene un uso en el primer nivel de local comercial y para el segundo hasta el quinto nivel su uso es departamentos, se tomó como punto de partida el anteproyecto arquitectónico para luego alcanzar una armonía entre la parte estructural y la arquitectura, y que cumpla con los criterios de diseño exigidos por las normativas utilizadas. Una vez definida la estructura, se procedió a realizar un modelo estructural computarizado en el programa ETABS, con el cual se realizó el análisis sísmico de la estructura, con los parámetros sísmicos definidos para cada norma, y posteriormente se procedió al análisis de resultados mediante cuadros y gráficos; Una vez analizado el diseño sismorresistente para ambas normas: E.030-2014 y 2016 para un suelo de fundación “S3”, y no presentando irregularidades; no influye en el diseño estructural, debido a que mientras el factor zona incrementa 16.6% respecto a la norma E.030 (2014), el factor de suelo disminuye en 16.6%, por lo que al reemplazar los parámetros sísmicos para calcular el análisis estático y análisis dinámico se obtienen los mismos resultados, por ende los mismos periodos de vibración, desplazamiento y derivas. Luego, se procedió a realizar el análisis para un modelo con base empotrada y un modelo incrementando Interacción Suelo-Estructura obteniendo diferentes modos de vibración, desplazamientos y derivas, seguido de esto se diseñaron los elementos estructurales de cada uno de los modelos para luego plasmar los resultados finales en los planos de estructuras, y realizar el presupuesto con precios referenciales; para finalizar se planteó las conclusiones obtenidas de las experiencias y conocimientos adquiridos a lo largo del desarrollo de esta tesis.

Palabras clave: Análisis Sismorresistente; Norma Técnica E.030 (2014); Norma Técnica E.030 (2016); Diseño En Concreto Armado; Modelamiento; Etabs V16.2.1.

ABSTRACT

In the present investigation, a seismic-resistant comparative analysis of the National Building Regulation Standard E.030 (2014) was carried out with its modification of Standard E.030 (2016) - Seismic-resistant design and see its influence on the structural design. The building consists of 5 levels, which has a use in the first level of commercial premises and for the second to the fifth level its use is departments, the architectural draft was taken as a starting point to then achieve a harmony between the structural part and architecture, and that meets the design criteria required by the regulations used. Once the structure was defined, a computerized structural model was carried out in the ETABS program, with which the seismic analysis of the structure was carried out, with the symmetric parameters defined for each standard, and then the results were analyzed using tables and graphics; Once the earthquake resistant design for both standards has been analyzed: E.030-2014 and 2016 for a "S3" foundation floor, and not presenting irregularities; It does not influence the structural design, because while the zone factor increases 16.6% with respect to the E.030 standard (2014), the soil factor decreases by 16.6%, so replacing the seismic parameters to calculate the static analysis and dynamic analysis the same results are obtained, therefore the same periods of vibration, displacement and drifts. Then, we proceeded to perform the analysis for a model with embedded base and a model increasing Soil-Structure Interaction obtaining different modes of vibration, displacements and drifts, followed by this the structural elements of each of the models were designed to then capture the final results in the plans of structures, and make the budget with referential prices; To conclude, the conclusions obtained from the experiences and knowledge acquired throughout the development of this thesis were raised

Keywords: Earthquake Resistant Analysis; Technical Standard E.030 (2014); Technical Standard E.030 (2016); Design in Armed Concrete; Modeling; Etabs V16.2.1 .

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Identificación del problema

Actualmente en la provincia de San Román, distrito de Juliaca, en los últimos años se han venido suscitando movimientos de tierra fuera de lo normal a pesar de que este distrito se encuentre a una altura de 3825 msnm los movimientos se vienen presentando, es por eso que el nuevo reglamento nacional de edificaciones se ha modificado especialmente la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” en donde lo clasifica a la ciudad como una zona 3 de acuerdo a los nuevos avances científicos en el campo de la sismología a fin de disminuir la vulnerabilidad en las construcción de nuevas edificaciones, evitar pérdidas de vidas humanas, la comisión encargada en la actualización del reglamento nacional de edificaciones dispuso la actualización de la norma E.030.

Este tema de tesis busca realizar una comparación para definir que tanto se incrementa el valor de la construcción aplicando la modificación de la norma E.030 (2016) y la normativa Antigua (2014), que parte desde la comparación con los factores que influyen en el análisis y diseño estructural que la nueva norma E.030 ha adoptado basándose en el cambio de zona sísmica como es el factor z , y los parámetros sísmicos que también han sido modificados.

1.2. Planteamiento del Problema

1.2.1. Problema General

¿Existe diferencia significativa en el diseño de una vivienda multifamiliar en concreto armado, al comparar el análisis sísmico aplicando la normativa E.030 vigente (2016) y la antigua (2014), en el distrito de Juliaca?

1.2.2. Problemas específicos

¿Cuáles son las diferencias al determinar los parámetros sísmicos, para el análisis sísmico modal espectral aplicando la normativa E.030 2016 y 2014, al analizar una vivienda multifamiliar de concreto armado, para un sistema dual en el distrito de Juliaca?

¿Cuáles son las diferencias al realizar una comparación de desplazamientos, derivas, fuerza cortante dinámica para el modelo empotrado y con interacción suelo estructura para determinar cómo interviene en la estructura, con la NTP E.030-2016?

¿Cuál es la diferencia económica al realizar un diseño para un modelo empotrado y con Interacción Suelo Estructura?

1.3. Justificación Del Problema

Al presentar una modificación en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente esta debe ser evaluada para poder conocer el impacto que esta causa a nivel estructural y económico en una edificación; La problemática se dirige hacia las nuevas edificaciones que se proyecten en la Distrito de Juliaca, ya que los resultados obtenidos en la presente investigación podrán aplicarse en esos futuros proyectos.

Es por esto que esta investigación busca dar un aporte a la construcción y a toda la sociedad que está involucrada en la construcción de proyectos de vivienda, ya que con la nueva modificación de la Norma Técnica Peruana E.030, en relación al diseño sismorresistente podría suponerse alguna variación respecto al costo final de un proyecto, y por otro lado ya que muchos no cuentan con los recursos necesarios para poder realizar un estudio respectivo para la estimación de cuantías de materiales (acero – concreto) necesarios para la ejecución de una obra determinada, esta investigación busca realizar un estudio para que de esta manera puedan tener datos aproximados para valorar la repercusión económica, tomando en cuenta que las partidas que intervienen en la estructura, son determinantes para determinar el presupuesto total de un proyecto de vivienda.

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo General.

Realizar un estudio comparativo entre la Norma Técnica E.030 (2014) y E.030 (2016), para identificar las modificaciones con respecto a sus parámetros de análisis sísmico, para una vivienda multifamiliar en concreto armado en el distrito de Juliaca.

1.4.2. Objetivo Especifico

Determinar las diferencias de los parámetros sísmicos para el análisis sísmico modal espectral aplicando la normativa E.030 2014 y 2016, al analizar una vivienda multifamiliar de concreto armado, para un sistema de muros en el distrito de juliaca.

Realizar un análisis comparativo del análisis sísmico con apoyo empotrado y considerando la Interacción Suelo-Estructura, con la NTP E.030-2016.

Realizar un análisis comparativo en cuanto a costos en concreto y acero para el modelo empotrado y para el modelo con Interacción Suelo-Estructura, con los diseños realizados.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

Leveau (2017), Tesis titulada “Análisis comparativo de los parámetros de la nueva y anterior norma E.030 aplicado en un sistema dual - Tarapoto 2017”, teniendo como objetivo la comparación de la Norma Técnica E.030-2006, Norma Técnica E.030-2016 para un sistema estructural dual, analizando la variación que existe en los parámetros de ambas Normas Técnicas mediante el análisis sísmico de un proyecto de edificación con sistema estructural dual en la ciudad de Tarapoto. Una vez analizado los resultados, se verificó que existe variación en los parámetros de zona, donde la zona se mantiene “Z3” pero el factor que le corresponde incrementa en 16.67% con respecto a la N.T. E.030-2006 y del factor Suelo “S2” disminuye en 4.17% con respecto a la N.T. E.030-2006, lo que origina que la cortante en la base aumente un 11.81% con respecto a la Norma Técnica E.030-2006.

Canching (2016), Ingeniero Civil desarrollo un proyecto denominado “Análisis comparativo del diseño estructural de un proyecto de vivienda en hormigón armado aplicando las Normas del Código Ecuatoriano de Construcción (CEC 2002) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015)”, donde analizó el diseño estructural de los elementos estructurales del proyecto aplicando cada norma (CEC 2002 y NEC 2015), para poder cuantificar las dimensiones y cuantías de refuerzos de los elementos estructurales y analizar la relación beneficio / costo al aplicar la norma más exigente. Esta investigación hace una invitación a profundizar sobre las vulnerabilidades sísmicas en estructurales construidas ya que, con las modificaciones en las nuevas normas, es posible que estos edificios se encuentren en peligro, puesto que se diseñó con norma antigua. Puesto que el resultado de la investigación es que se ha incrementado los costos al utilizar la NEC 2015 con relación a CEC 2002, que varía con relación a la arquitectura planteada, factores sísmicos utilizados y el planteamiento estructural.

Quispe & Terry (2017), En su trabajo de investigación de tesis titulada: Análisis comparativo del diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado de 7 pisos en Lima empleando la Norma E030 (versión 2016 vs versión 2003), donde realizara el análisis y diseño de 3 edificaciones de características similares; la primera, con la versión anterior de la norma sismorresistente E030 (2003); la segunda, teniendo la edificación en la zona 4 con la norma vigente E030 (2016); la tercera con la norma vigente en la zona 3; concluyendo que para la edificación analizada en el caso de la versión anterior de la norma así como para las variaciones analizadas en los casos de versión vigente de la norma en

Zona 4 y Zona 3 se obtuvieron periodos de vibración del orden de 0.53s en la dirección X-X y de 0.43s en la dirección Y-Y. En los tres casos los periodos obtenidos en ambas direcciones se encuentran dentro de la plataforma del espectro, además para edificios de estas características la versión anterior de la Norma E.030 es más demandante en cuanto a fuerzas sísmicas a lo largo de todo el espectro. Esto se debe principalmente al parámetro correspondiente al factor de suelo S que con la versión anterior de la norma tenía un valor de 1.4 mientras que con la Norma Vigente se tienen valores de S de 1.1 y 1.2 para la Zona 4 y Zona 3 respectivamente”.

Angulo (2017), con tesis de titulada: Análisis sísmico de un edificio de siete pisos con sótano utilizando interacción suelo-estructura en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima, 2017. donde su objetivo es determinar las características del análisis sísmico de edificaciones con sótano utilizando interacción suelo-estructura; y para esto a considerado 3 modelos de edificación. Modelo N°1; Una estructura considerando un modelo con base empotrada a nivel de la superficie; y al no considerar el sótano la estructura se ve reducida en peso y por lo tanto resulta con menores desplazamientos y fuerzas internas en los elemento estructurales. Modelo N°2; una estructura considerando un modelo con base empotrada en la cimentación del sótano, en este modelo se obtiene desplazamientos y fuerzas internas mayores esto debido a que genera mayores fuerzas cortantes producto de la rigidez en la base, la presencia del sotano incrementa las derivas en los pisos y se debería rediseñar los elementos estructurales. Modelo N° 03; es un edificio con sótano donde se incluye la flexibilidad del suelo en el análisis sísmico, en esta se genera menor fuerza cortante en la base debido a la flexibilidad del suelo de fundacion en el analisis simico en lo cual se logra que la estructura sea mas flexible, esto se nota en el incremento de los periodos de vibración.

2.2. Teorías relacionadas al tema

2.2.1. Aspectos generales de los sismos

“Los sismos se originan en el interior de la tierra y se propaga por ella en todas direcciones en forma de ondas. Son de corta duración e intensidad variable y son producidos a consecuencia de la liberación repentina de energía. Paradójicamente, poseen un aspecto positivo que es el de proporcionarnos información sobre el interior de nuestro planeta. Actualmente, gracias a la técnica conocida como tomografía sismológica o sísmica, se conoce con gran detalle el interior de nuestro planeta” (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

“Los sismos se dividen en: Superficiales, intermedios y profundos que ocurren a profundidades menores a 60 km, 61 km a 300 km y mayores a 301 km respectivamente. También describe que el mapa sísmico del Perú sugiere que la peligrosidad sísmica es ALTA mayormente en las regiones Centro y Sur, y moderada en el Norte” (Tavera, 2008, págs. 25-27).

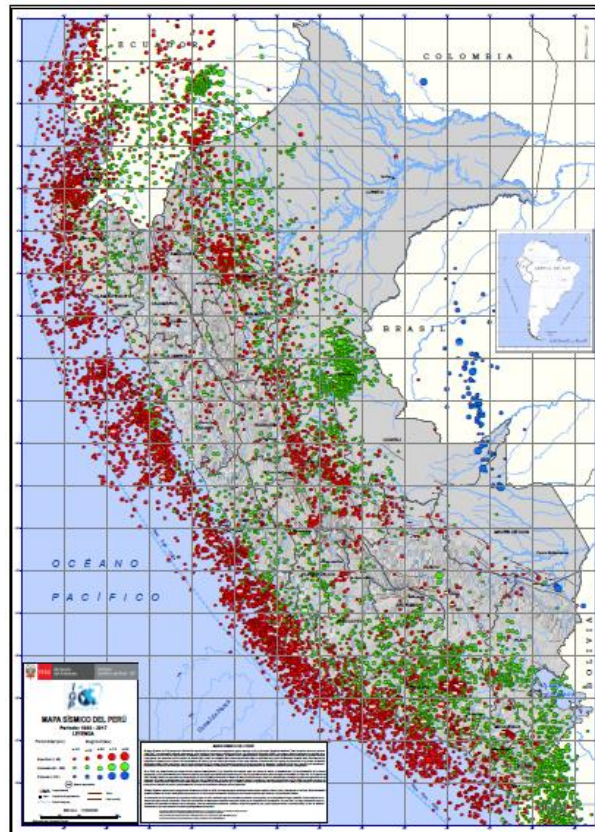


Figura 1. Mapa Sísmico del Perú periodo 1960- 2017
Fuente: Instituto Geofísico del Perú - IGP

2.2.2. Características

“Los sismos son liberaciones de la energía que se acumula bajo la corteza terrestre como consecuencia de las fuertes tensiones y presiones que ocurren en su interior y que se manifiestan en forma de vibraciones, desplazamientos y movimientos diversos de la superficie del terreno sobre el cual habitamos y construimos” (Sucasaca & Mamani, 2017, pág. 19).

“Las ondas sísmicas son ondas de propagación; transmiten la fuerza que se genera en el foco sísmico hasta el epicentro en proporción a la intensidad y magnitud de cada sismo. La forma común de clasificarlas es la que considera tres tipos de ondas conocidas como: P, S y L”.

Ondas P. Son llamadas primarias. Se propagas a través de sólidos, líquidos y gases. Son las más rápidas. Pueden atravesar el manto y núcleo de la Tierra.

Ondas S. También llamadas secundarias. Se desplazan solamente por sólidos.

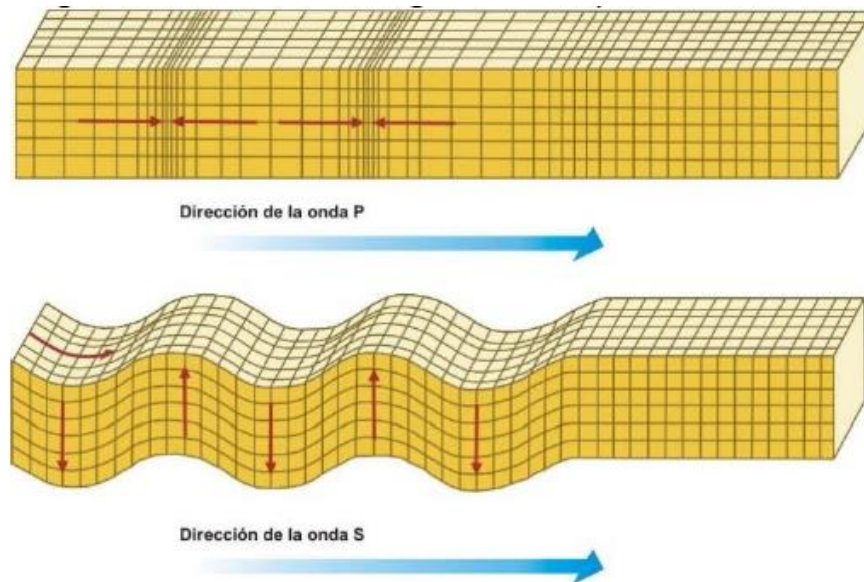


Figura 2. Ondas Sísmicas
Fuente: ncarquitectura, 2017

2.2.3. Dinámica de Suelos

“La Dinámica de Suelos es la rama de la Mecánica de Suelos que estudia las propiedades y comportamiento del suelo bajo esfuerzos dinámicos. Las acciones dinámicas que se presentan en el suelo son principalmente los sismos, explosiones, operación de maquinaria, procesos constructivos, tráfico vehicular o ferroviario, así como la explotación de bancos. Cabe señalar que los sismos son la más simple e importante fuente de cargas dinámicas. Esto es debido al daño que causan y al hecho de que representan un fenómeno impredecible e incontrolable” (Sucasaca & Mamani, 2017, pág. 23).

Algunos de los principales problemas para enfrentar en la dinámica de suelos son:

- Sismo. Vibración del suelo y la propagación de las ondas a través de los suelos.
- Esfuerzo dinámico, características de resistencia y deformación del suelo.
- Capacidad de carga dinámica y diseño de cimentaciones.

- Licuación de arenas.

Para realizar un buen análisis deben considerarse tanto las acciones estáticas como las dinámicas y conocer el efecto de cada una de ellas.

2.2.4. Cargas

“La Estructura debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuada ante las cargas mínimas de diseño, es decir debe diseñarse para resistir todas las cargas aplicables tales como cargas vivas, cargas muertas y efectos sísmicos” (ARQHYS, 2012, pág. 1).

2.2.4.1. Cargas Estáticas

Estas cargas se aplican lentamente en la estructura originándose deformación y esfuerzos, y estas no producen vibraciones en la estructura y se clasifican en carga muerta y carga viva. Para poder estimar estas cargas la norma E.020 nos brinda valores aproximados para estos calculos.

- **Carga muerta**

Para hallar las cargas muertas emplearemos los siguientes pesos unitarios de diferentes tipos de materiales.

Tabla 1

Pesos propios de materiales de construcción

Material	Peso unitario o Cargas repartidas
Concreto armado	2400kg/cm ²
Muro de albañilería	1350kg/cm ²
Losa aligerada de e=25cm	350 kg/cm ²
Piso terminado	100 kg/cm ²

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones norma E.020, adaptado.

- **Carga viva**

Las cargas vivas dependerán específicamente del uso al que vaya a ser sometido los ambientes de la edificación, y estas actúan de forma esporádica sobre la estructura.

Tabla 2

Cargas vivas mínimas repartidas

Ocupación o uso	S/C
Viviendas	200kg/cm ²
Corredores y escaleras	200kg/cm ²

Fuente. Reglamento Nacional de Edificaciones norma E.020, adaptado.

- **Cargas de nieve**

Según la norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones menciona que cuando exista zonas con presencia de nieve se debe considerar como una carga viva en el techo; para carga de nieve en techos con inclinaciones menores a 15° la carga de diseño (Q_t) será igual a Q_s , y al considerar esta carga en la edificación no será necesario incluir en el diseño del efecto de viento.

$$Q_T = Q_S$$

$$Q_S = h_s * \rho g$$

Ecuación 2-1. Carga de nieve

Donde:

Q_S = carga básica de nieve sobre el suelo

h_s = Altura que puede llegar a tener la capa de granizo sobre el techo

ρg = Peso específico del granizo (950kg/m²)

2.2.4.2. Cargas dinámicas

- **Carga de sismo**

“Las cargas de sismo vienen a ser cargas sísmicas generadas por la liberación de energía acumulada entre dos placas que generan aceleración en las masas de la estructura y por lo tanto fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo; sin embargo, las estructuras convencionales pueden ser analizadas empleando cargas estática equivalentes a las producidas por el sismo” (Bartolome, 1998, pág. 2).

2.2.5. Interacción suelo-estructura

Mediante la búsqueda de nuevas metodologías de análisis, para realizar métodos de cálculos más seguros. Entonces se realiza modificaciones en el movimiento del terreno, debidas al incremento de la flexibilidad relativa del sistema suelo-estructura.

Los modelos dinámicos, a través de coeficientes de rigidez, van a expresar cómo es que realmente interactúa el suelo con la estructura. Según Villarreal, (2017) recomienda el uso y aplicación del modelo dinámico Norma Rusa por ser el que mejor se ajusta a la realidad peruana, para el caso de interacción suelo-plataforma-superestructura. Seguidamente describimos el modelo Método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

2.2.5.1. Modelo Método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

“Para determinar los parámetros de vibración de un edificio rígido con 6 grados de libertad, generalmente se usa el modelo dinámico de la base en forma de un semi espacio isotrópico homogéneo linealmente deformable. El modelo físico de la base para cada uno de los 6 desplazamientos (3 lineales en las direcciones de los ejes coordenados y 3 rotacionales alrededor de los ejes coordenados) se muestra en la forma de resortes y amortiguadores (figura 3). En este caso el resorte caracteriza la rigidez cuasiestática de la base y el amortiguador la rigidez acústica de la base” (Villarreal Castro, 2017, pág. 25).

Según Villarreal, (2017) “Para los modelos dinámicos considerando las características de amortiguamiento, sus períodos de vibración, alabeo en losas, desplazamientos laterales y fuerzas internas máximas, son las mismas que los modelos dinámicos sin considerar el amortiguamiento”. Es por ello que para nuestro análisis solo se incorporara los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z ; desplazamiento elástico uniforme $K(x,y)$; compresión elástica no uniforme $K_\phi(x,y)$; y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}$.

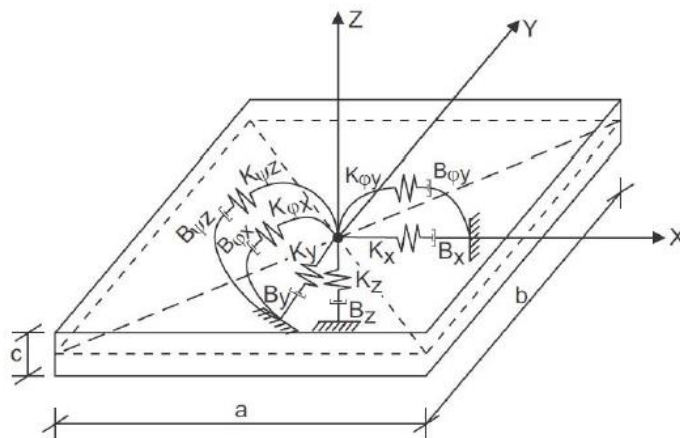


Figura 3. Esquema de interacción suelo-plata de cimentación
Fuente: Libro “Interacción Sísmica Suelo – Estructura en edificaciones con
platas de cimentación” Dr. G. Villarreal C

Coefficientes de Rigidez

$$K_{(x,y)} = C_{(x,y)} \cdot A$$

Ecuación 2-2. Compresión elástica uniforme

$$K_z = C_z \cdot A$$

Ecuación 2-3. Desplazamiento elástico uniforme

$$K_{\varphi(x,y)} = C_{\varphi(x,y)} \cdot I_{(x,y)}$$

Ecuación 2-4. Compresión elástica no uniforme

$$K_{\psi_z} = C_{\psi_z} \cdot I_{\psi}$$

Ecuación 2-5. Desplazamiento elástico no uniforme

Donde:

A = Área de la base de fundación.

C_x = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

C_y = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme.

C_{φ(x,y)} = Coeficiente de compresión elástica no uniforme.

C_{ψz} = Coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme.

Según (Villarreal Castro, 2017, pág. 37), “La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z, se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula”:

$$C_z = b_o \cdot E \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Ecuación 2-6. Coeficiente de compresión elástica uniforme

Donde:

b_o = Coeficiente (m-1) asumido mediante la Tabla 5.

E = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación.

A₁₀ = 10 m².

Tabla 3*Valores del coeficiente b_0*

Tipo de suelo de fundación	b_0
Suelos arenosos	1
Arenas arcillosas	1,2
Arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas	1,5

Fuente: Libro "Interacción Sísmica Suelo – Estructura en edificaciones con zapatas aisladas" Dr. G. Villarreal C

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y el de desplazamiento elástico no uniforme, se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = C_y = 0.7C_z$$

Ecuación 2-7. Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

$$C_\varphi = 2C_z$$

Ecuación 2-8. Compresión elástica no uniforme

$$C_\psi = C_z$$

Ecuación 2-9. Desplazamiento elástico no uniforme

2.2.6. Criterios de estructuración sismo- resistente

Para una correcta estructuración del edificio se debe tener muy en cuenta un sistema estructural que le proporcione la suficiente rigidez en las dos direcciones a la estructura. Para esto se pueden incrementar muro de corte o placas los mismos que deberán proponer una longitud adecuada para poder controlar al mínimo las vibraciones torsionales, así mismo se debe buscar que la estructura tenga una correcta rigidez torsional para que pueda hacer frente a las posibles torsiones accidentales.

El pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión usando un conjunto de técnicas y recomendaciones que permiten calcular dimensiones definitivas, la misma que obedece a la norma NTP E.030 luego del análisis de estos elementos se comprobará si las dimensiones asumidas cumplen con la normativa de no cumplir deberán ser modificadas para posteriormente ser diseñadas.

2.2.7. Pre- dimensionamiento de losas aligeradas

Los espesores mínimos para no realizar la verificación de deflexiones se puede utilizar las siguientes consideraciones.

Tabla 4

Consideración para espesores mínimos a menos que se calculen deflexiones

Descripción	Espesor mínimo
Con un extremo continuo	$h \geq L/18.5$
Ambos extremos continuos	$h \geq L/21$
En voladizo	$h \geq L/8$

Nota: Donde h: peralte de losa y L: longitud más crítica. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones norma E.060, Adaptado.

2.2.8. Pre - dimensionamiento de vigas

De acuerdo al manual de la construcción (ICG) 2019, se predimensionarán las vigas con la siguiente formula.

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)}$$

Ecuación 2-10. Peralte de viga

$$b = \frac{B}{20}$$

Ecuación 2-11. Ancho de viga

Dónde:

L_n : Longitud más crítica (entre ejes de columna)

B : Ancho tributario de la viga a predimensionar

W_u : Carga por unidad de área (kg/cm²)

Tabla 5

Criterios de dimensiones de vigas

Peralte de viga	Dimensiones (cm)
$L \leq 5.5$ m	25 x 50; 30 x 50
$L \leq 6.5$ m	25 x 60; 30 x 60; 40 x 60
$L \leq 7.5$ m	25 x 70; 30 x 70; 40 x 70; 50 x 70
$L \leq 8.5$ m	30 x 75; 40 x 75; 30 x 80; 40 x 80
$L \leq 9.5$ m	30 x 85; 30 x 90; 40 x 85; 40 x 90

Fuente: Antonio Blanco Blasco

2.2.9. Predimensionamiento Columnas

Según la discusión de algunos resultados de investigación en Japón; en los ensayos experimentales se predimensionará con la siguiente formula.

$$n = \frac{P}{b * d * f'c}$$

Ecuación 2-12. Índice de aplastamiento

$$b * d = \frac{P (\text{servicio})}{n * f'c}$$

Ecuación 2-13. Área de la sección de la columna

$$P = \sum Cargas * Area Tributaria * N^{\circ} pisos$$

Ecuación 2-14. Carga total que soporta la columna

2.2.10. Diseño sismorresistente

Según Rochel (2012), describe que “La seguridad de una edificación es el factor más importante, y está relacionado con la capacidad de la estructura para resistir las cargas o solicitaciones máximas posibles que puedan ocurrir durante su vida útil, sin incurrir en danos excesivos o en colapso parcial o total de la edificación”.

“El diseño sismorresistente es único ya que la fuerza de inercia que producen los sismos son superiores a la carga más severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil, es por ello el diseño debe estar orientado a evitar una falla frágil buscando lograr el comportamiento elástico de la edificación para los sismos leves que tienden a ser frecuentes y el comportamiento inelástico de la edificación para los sismos severos que tienen una pequeña probabilidad de que ocurran” (Blanco, 1990, pág. 2).

“Bajo un punto de vista de ingeniería mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo las fuerzas sísmicas, el diseño será más confiable y económico, pero se debe realizar un análisis apropiado de acuerdo a las características relevantes de la estructura” (Martinez, 1990, pág. 219).

“Los cambios más importantes es que se han prohibido los edificios que tienen sistema de transferencia; por ejemplo, en los estacionamientos, en los sótanos se tiene

una distribución de muros y luego en los demás pisos una distribución diferente, entonces, se propone una losa de transferencia y solucionado todo. Ahora lo anterior ya se prohibió y ya no se puede seguir más este procedimiento en el país” (Muñoz, 2016).

“Se ha cambiado el espectro de diseño a partir de un cambio en la gráfica de los valores del factor de amplificación sísmica “C” que representa el aumento de la respuesta estructural respecto a la aceleración que recibe en su base, para que se pueda hacer un diseño racional de los edificios muy altos o con aislamiento sísmico, cuyos periodos suelen superar los tres o cuatro segundos” (Muñoz, 2016).

Otro cambio importante es la tabla de irregularidades en planta y altura, donde, en el peor de los casos, el factor R, de reducción de fuerza sísmica, no solo se va a reducir por 0.75, sino que puede llegar a ser la mitad.

2.2.11. Peligro sísmico

“Se entiende por peligrosidad sísmica (seismic hazard) a la probabilidad de que un parámetro elegido para medir el movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad, aceleración, magnitud, intensidad) supere un nivel dado a lo largo del tiempo que considera de interés y como consecuencia provocar un fenómeno físico, Siendo así la descripción de los efectos provocados por los terremotos en un área determinada” (Herraiz, 1997).

2.2.11.1. Zonificación

La norma antigua considera que el territorio peruano se encuentra dividido en 3 zonas, de acuerdo a las características del sismo, donde se le asigna un factor z que viene a ser la aceleración máxima horizontal del suelo y De acuerdo a la norma E.030 2016 el territorio peruano se clasifica en 4 zonas como se muestra en la siguiente figura:

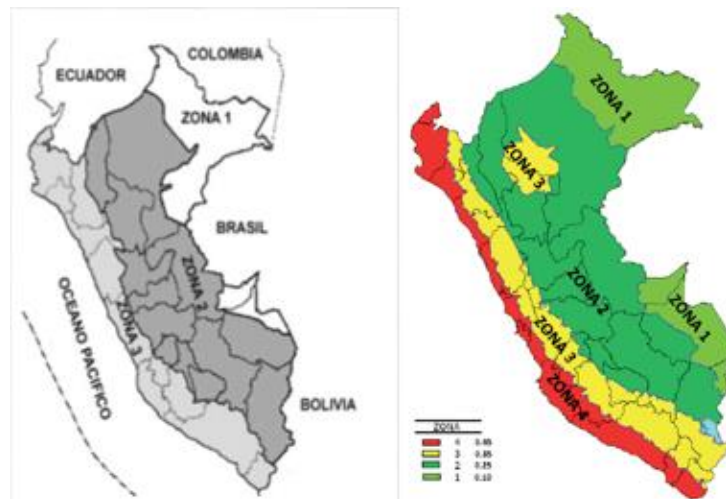


Figura 4. Zonificación del Territorio Nacional en la Norma Antigua y Nueva
Fuente. Reglamento Nacional de Edificaciones

Tabla 6

Factores de Zona E.030

Zona	z (2014)	z (2016)
4		0.45
3	0.40	0.35
2	0.30	0.25
1	0.15	0.1

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

2.2.11.2. Condiciones Geotécnicas

Para el análisis sísmico, de acuerdo a las propiedades mecánicas del suelo la norma E.030 2014 lo clasifica por tipos y a cada uno de estos se le asigna un factor de amplificación S y un periodo TP que define la plataforma del factor C.

Tabla 7

Parámetros de suelo y factor TP norma E.030(2014)

Tipo	Descripción	Tp (S)	S
S1	Roca o Suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	suelos intermedios	0.6	1.2
S3	suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	condiciones excepcionales	*	*

Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2014)

La norma E.030 2016 lo clasifica según las propiedades mecánicas del suelo y le asigna un factor de amplificación S, un periodo TP y un periodo TL que define el inicio de la zona del factor C con desplazamientos constantes.

Tabla 8

Factor de suelo E.030 (2016)

ZONA	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. Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2016)

Tabla 9
Periodos TP y TL E.030(2016)

Periodos	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.3	0.4	0.6	1
TL (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente. Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2016)

2.2.11.3. Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración se calculará mediante la siguiente formula

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

Ecuación 2-15. Periodo fundamental de vibración

Donde:

h_n = Altura total del edificio

c_T = 60 para edificios con un sistema de muros

2.2.11.4. Factor de Amplificación Sísmica

Factor de amplificación sísmica C para la norma E.030 (2014) se define mediante la siguiente expresión.

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$$

Ecuación 2-16. Factor de amplificación sísmica

Y la norma E.030 (2016) lo define mediante la siguientes formulas:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

Ecuación 2-17. Factores de amplificación sísmica

2.2.12. Caracterización de la estructura

2.2.12.1. Categoría de la edificación

El coeficiente o factor U, se asigna según la categoría de la edificación y estas pueden ser: esenciales, importantes, comunes y menores. Las mismas están descritas en la siguiente tabla según la norma E.030 2014.

Tabla 10

Categorías de las edificaciones E.030 -2014 y 2016

Tipo	CATEGORIA	FACTOR U (2014)	FACTOR U (2016)
A	A1:	1.5	Ver nota 1
	A2		1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3	1,3
C	Edificaciones Comunes	1	1,0
D	Edificaciones Temporales	(*)	Ver nota 2

Nota1. En zonas 3 y 4 será obligatorio el aislamiento sísmico y en zonas 1 y 2 dependerá su consideración del proyectista, tomando U:1.5 si no se considera aislamiento sísmico. Nota2. Se provee rigidez y resistencia para acciones laterales. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) E.030 (2014 y 2016) -Adaptado .

2.2.12.2. Factor de reducción de fuerzas sísmicas

Este coeficiente R es la capacidad de un sistema estructural de absorber energía y las deformaciones inelásticas sin que este colapse. Este valor se ve incrementado con el aumento de la ductilidad y disipación de energía de la estructura. Y se tomará según la clasificación del sistema estructural (R_o) en las Tabla N°06 de la norma E.030- 2014 y Tabla N°07 de la norma E.030- 2016 y se corregirá de acuerdo a su regularidad Tabla N°04 y N°05 de la norma E.030- 2014 y Tabla N°08 y N°09 de la norma E.030- 2016 y se asignará un coeficiente.

Tabla 11

Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

Norma E.030 (2014)		Norma E.030 (2016)	
Regulares	Irregulares	Regulares	Irregulares
$R=R$	$R=3/4*R$	$R=R_o$	$R=R_o*la*Ip$

Nota. Donde "la" es factor de Irregularidad en altura, y "Ip" es un factor de Irregularidad en planta. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2014 y 2016) – Adaptado

2.2.12.3. Peso de la edificación

Para el cálculo del peso de la edificación, se adicionará a la carga total un porcentaje de la carga viva dependiendo del uso y la categoría; para poder determinar la fuerza sísmica.

Tabla 12

Porcentaje de carga para obtener el peso de la edificación E.030-2014 y2016

Tipo	%	Carga
A y B	50	Viva
C	25	Viva
Deposito	80	Peso total que es posible almacenar
Azotea, Techo	25	Viva
Tanques Asilos	100	Peso total que es posible almacenar

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2014 y 2016) – Adaptado

El respectivo análisis sísmico deberá realizarse en concordancia con la zona, configuración estructural y para ellos se utilizará lo método de análisis estático y análisis dinámico espectral, que se encuentran en la norma en mención.

2.2.13. Análisis estático

Según Martinez, (1990), “este método de análisis es adoptado por las normas de diseño por su simplicidad de aplicación al diseño sísmico”.

El análisis estático viene a estar representado por las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en cada nivel de la edificación, este generalmente se utiliza en edificios sin irregularidades y de baja altura.

2.2.13.1. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base se calculará mediante la siguiente expresión.

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

Ecuación 2-18. Fuerza cortante en la base

Debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo: $\frac{C}{R} \geq 0,125$

2.2.13.2. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Según el Reglamento Nacional Edificaciones E.030... “se debe distribuir la fuerza sísmica horizontal en cada piso de acuerdo con la siguientes formulas, para cada versión de la norma de Diseño Sismorresistente”.

Tabla 13
Distribución de fuerza sísmica por pisos

NTE.030 (2014)	NTE.030 (2016)
$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j} * (V - F_a)$	$F_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k} * V$

Nota: Donde: “Fa” deberá aplicarse cuando “T” sea mayor que 0.7s, y $F_a = 0.07 * V < 0.15 * V$; “n” es el número de pisos del edificio; “k” es un exponente relacionado T, si “T” menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$. si “T” mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2014 y 2016) – Adaptado.

2.2.14. Análisis dinámico modal espectral

Dentro de este análisis dinámico tenemos dos tipos los cuales pueden ser utilizados para cualquier tipo de estructura: análisis modal espectral y análisis dinámico tiempo historia, y este último solo se deberá utilizar con fines de verificación mas no sustituye el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral.

2.2.14.1. Modos de vibración

Según Bazan & Meli, (1990), “El análisis modal se denomina con más propiedad análisis modal espectral ya que implica el uso de modos de vibrar y espectros de diseño”.

Se deberá realizar un análisis que considere adecuadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura para así poder determinar los periodos naturales y modos de vibración.

2.2.14.2. Aceleración espectral

Para el cálculo de la aceleración en cada una de las direcciones horizontales se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones el mismo que se calculará mediante la siguiente formula.

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

Ecuación 2-19. Aceleración espectral

2.2.14.3. Fuerza cortante mínima en la base

Según el reglamento nacional de edificaciones norma E.030 (2014 y 2016) “La fuerza cortante en la base de edificio en ninguno de los casos será menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares ni menor que el 90% para estructuras irregulares. En caso de que no cumpla con este requisito se deberá realizar una escala proporcionalmente para todos los resultados”.

2.2.15. Validación de la estructura

2.2.15.1. Desplazamientos laterales permitidos

Según la norma E.030 (2014 y 2016), “Para obtener los desplazamientos laterales inelásticos en estructuras regulares, se deberá multiplicar por un factor de 0.75 R a los resultados obtenidos del análisis elástico, y por 0.85 R para estructuras irregulares”.

Tabla 14

Límites para desplazamiento lateral del entrepiso norma E.030 (2014 y 2016)

Material predominante	Δ_1/h_{ei}
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductibilidad limitada	0.005

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2014 y 2016)

2.2.15.2. Junta de separación sísmica

Durante la presencia de un movimiento sísmico, para evitar el contacto entre estructuras colindantes según la norma E.030 especifica una fórmula para poder hallar la distancia mínima y se define mediante la siguiente formula.

$$S = 3 + 0.004 * (h - 500) > 3cm$$

Ecuación 2-20. Junta de separación sísmica E.30(2014)

$$S = 0,006 * h \geq 0.03 m$$

Ecuación 2-21. Junta de separación sísmica E.30(2016)

2.2.16. Diseño en concreto armado

Las normas actuales utilizan el diseño por resistencia, la cual exige que las secciones de los elementos estructurales deberán tener una resistencia de diseño (ϕR_n)

mayor o igual a la resistencia requerida (R_u) obtenida de las combinaciones de las cargas amplificadas.

2.2.16.1. Resistencia requerida

Son las cargas provenientes del análisis estructural las mismas que han sido amplificadas, las cuales serán como mínimo.

$$U = 1.4 CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Ecuación 2-22. Mayorización de cargas

2.2.16.2. Resistencia de diseño

La resistencia nominal será calculada a base de la resistencia a compresión del concreto f'_c , la resistencia de fluencia del acero f_y , el acero colocado y las dimensiones de la sección; esta resistencia será multiplicada por un valor de reducción para poder hallar la resistencia de diseño.

Tabla 15

Factor de reducción de la resistencia (ϕ)

Solicitaciones en la sección	Factor de reducción
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Flexocompresión con refuerzo en estribos	0.70
Flexocompresion con refuerzo en espiral	0.75
Aplastamiento en el concreto	0.70
Flexión pura	0.90
Tracción con flexión	0.90

Fuente. Elaboración propia

2.2.17. Diseño de vigas

Se considerará para el diseño de estos elementos los mismos que requieren un diseño por flexión y cortante tomando en cuenta cada uno de los factores que establece la norma E.060.

2.2.17.1. Diseño por flexión

“Se considerará el diseño por flexión para los elementos de vigas y losas, para poder calcular el μ se usó el modelo de pseudo-aceleraciones elaborado por el programa

ETABS usando como M_u el valor máximo que pertenece a la envolvente de momentos flectores”.

Según Ottazzi,2013, “Para poder calcular el acero longitudinal necesario primeramente desarrollaremos la fórmula para obtener la profundidad del bloque a compresiones”.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c b}}$$

Ecuación 2-23. Profundidad del bloque de compresiones

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

Ecuación 2-24. Área de acero longitudinal

Para flexión el valor del factor de reducción $\phi=0.9$

El cálculo de la cuantía de diseño viene a ser el área de acero de refuerzo entre el ancho de la sección con el peralte efectivo.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Ecuación 2-25. Cuantía de diseño

“Para poder garantizar que el elemento falle por ductilidad, la cuantía de diseño no deberá exceder de 0.75 de la cuantía balanceada. Para una sección rectangular la cuantía balanceada tiene la siguiente formula”.

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu} * E_{cu}}{\epsilon_{cu} * E_{cu} + f_y}$$

Ecuación 2-26. Cuantía balanceada

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

Ecuación 2-27. Cuantía máxima

El área mínima de refuerzo para secciones rectangulares será:

$$A_{S_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f_c}bd}{f_y}$$

Ecuación 2-28. Área de acero mínimo

“Consiste básicamente en que el acero deberá resistir a las sollicitaciones a tracción mientras que el concreto deberá resistir a las sollicitaciones a compresión”.

“Un buen diseño estructural debe siempre verificar que en cualquier diseño de un elemento estructural asegure que el elemento falle por ductilidad, se verificara que nuestra cuantía de diseño sea mayor que el A_s min y menor que el A_s max”.

$$A_{smin} < A_s < A_{smax}$$

2.2.17.2. Diseño por corte

“Para los elementos sujetos a fuerzas cortantes el diseño de secciones deberá estar basado en la siguiente expresión”.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq 0.85(V_c + V_s)$$

Ecuación 2-29. Fuerza cortante amplificada en la sección

Donde:

V_n : es la capacidad de corte de una sección reforzada que estará dada por la suma del aporte del concreto (V_c) y del acero en refuerzo transversal (V_s).

V_c : Resistencia al corte del concreto y se calculará: $V_c = 0.53 * \sqrt{f_c}bd$

V_s : Resistencia al corte del acero transversal y se calculará: $V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$; donde **A_v** es el área del refuerzo por corte y **s** el espaciamiento del refuerzo.

2.2.18. Diseño de columnas

Las columnas cumplen la función de soportar las cargas de vigas, para así transmitir las a la cimentación; es así que estos elementos serán diseñados por flexo-compresión y esfuerzos de corte.

2.2.18.1. Verificación de esbeltez

Si la esbeltez de la columna genera deformaciones muy considerables que aumenten la excentricidad usada en el diseño (M/P) para ello se debe volver a analizar la nueva excentricidad con el momento generado llamada efecto de segundo orden.

Para las modificaciones de momentos de segundo orden en columnas esbeltas dependerá de la verificación de arriostramiento. Por otro lado, si la columna se clasifica como columna corta según la norma E.060 se puede desprestigiar los efectos de esbeltez.

2.2.18.1.1. Verificación de arriostramiento

Se permite suponer como un sistema arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un entrepiso de la estructura siempre y cuando la estabilidad del entrepiso Q es menor o igual a 0.06.

$$Q = \frac{(\sum P_u) * \Delta_o}{V_{us} * h_e}$$

Ecuación 2-30. Estabilidad del entrepiso

Donde: $(\sum P_u)$ viene a ser la suma de las cargas amplificadas del nivel considerado hasta el último nivel de la columna; Δ_o viene a ser la deformación relativa inelástica del entrepiso debido a las fuerzas laterales amplificadas; V_{us} fuerza cortante amplificada del entrepiso debido a las fuerzas laterales; h_e viene a ser la altura de entrepiso.

2.2.18.1.2. Esbeltez sin desplazamientos laterales

Para estructuras con sistema arriostrado se podrá ignorar los efectos de esbeltez si satisface la siguiente ecuación.

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right); 34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

Ecuación 2-31. Relación de esbeltez para columnas arriostradas

Donde:

M_1 : Viene a ser el menor momento amplificado en un extremo del elemento sometido a compresión; M_2 viene a ser el momento mayor amplificado en uno de los extremos en compresión; $\frac{M_1}{M_2}$ será positivo si presenta curvatura simple y negativo si presenta curvatura doble; $k = 1$ para estructuras sin desplazamiento lateral, r viene a ser el radio de giro de la sección; y Lu es la longitud sin arriostrar de la columna.

Se deberá amplificar las cargas y el momento último en caso de no cumplir y estas deberán diseñarse con la siguiente amplificación de fuerza y momento.

$$M_c = \delta_{ns} * M_2$$

Ecuación 2-32. Momento amplificado por los efectos de curvatura

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 * Pc}} \geq 1.0$$

Ecuación 2-33. Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados

$$Pc = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2}$$

Ecuación 2-34. Carga crítica a pandeo

$$Cmx = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M1x}{M2x} \right) \geq 0.4$$

Ecuación 2-35. Factor relación diagrama de momentos

$$EI = \frac{0.4 * Ec * Ig}{1 + \beta d}$$

Ecuación 2-36. Rigidez a flexión de una sección

2.2.18.1.3. Esbeltez con desplazamientos laterales

Para elementos no arriostrados puede desperdiciarse los elementos de esbeltez cuando:

$$\frac{k * lu}{r} \leq 22; k \geq 1.0$$

Ecuación 2-37. Relación de esbeltez para columnas no arriostradas

2.2.18.2. Diseño por flexo-compresión

El diseño de flexo-compresión se determina calculando los valores de momento flector y carga axial para una determinada sección, la determinara una curva de resistencia nominales Mn vs Pn. Para la verificación de estas solicitaciones serán reducidas por un factor $\phi = 0.70$

$$P_u \geq 0.1 * f_c * A_g$$

Ecuación 2-38. Condición para carga axial amplificada

Según la norma E.060, "Diseño en concreto armado la cuantía mínima para columnas será de 1% y como máximo 6% con el fin de evitar el congestionamiento del refuerzo en los nudos, ya que si excede del 4% según la norma específica que se deberá detallar en los planos el armado de unión viga-columna".

2.2.18.3. Diseño por cortante

Para el diseño por cortante se diseñará similarmente que las vigas

$$V_u \leq \phi V_n$$

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

Ecuación 2-39. Fuerza cortante amplificada en la sección

$$V_s \geq \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

Ecuación 2-40. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} b d * \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right)$$

Ecuación 2-41. Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

Donde:

Vn: Resistencia nominal a cortante (kg)

Nu: Carga axial amplificada normal a la sección transversal (kg)

Ag: Área bruta de la sección (cm²)

En columnas rectangulares el área total de la sección transversal de refuerzo en zona de confinamiento no deberá ser menor que la requerida por la siguiente ecuación.

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{fyh}$$

Ecuación 2-42. Área total de refuerzo transversal

2.2.19. Diseño de placas

Estos elementos, debido a su gran rigidez, resisten un porcentaje mayor de fuerzas sísmica y reducen los desplazamientos jde entrepiso. Por lo que generalmente son usados para poder brindar una mayor seguridad estructural de esta manera poder minimizar los daños causados a los elementos no estructurales.

2.2.19.1. Espesor mínimo de muro

Para el predimensionamiento del espesor de muro se utilizará la siguiente formula

$$e = \frac{lm}{25}$$

Ecuación 2-43. Espesor de muro

2.2.19.2. Refuerzo horizontal y vertical

Cuantías mínimas de refuerzo en el alma, horizontal y vertical:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

Ecuación 2-44. Cuantía mínima horizontal

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025); \rho_v \geq 0.0025$$

Ecuación 2-45. Cuantía mínima vertical

2.2.19.3. Espaciamientos mínimos verticales y horizontales

Para el cálculo del espaciamiento S no deberá ser mayor a las siguientes ecuaciones:

$$S \leq 3e$$

$$S \leq 40cm$$

$$\text{Si: } \frac{h_n}{L_m} \leq 2 \text{ entonces } \rho_v \geq \rho_h$$

Ecuación 2-46. Espaciamientos mínimos

2.2.19.4. Condiciones para el refuerzo en dos capas

Según la norma E.060 en el capítulo 21 “Las consideraciones para muros estructurales de concreto armado nos indica las consideraciones para el refuerzo en dos capas las mismas que deben cumplir las siguientes formulas”.

$$V_u > 0.17 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

$$e \geq 20cm$$

Ecuación 2-47. Condiciones para refuerzo en dos capas

2.2.19.5. Diseño por flexo-compresión

Para el diseño por flexo-compresión de placas nos regiremos a los lineamientos de la norma E.060 esta se realizará al igual que las columnas un diagrama de iteración para el análisis entre la carga axial y el momento flector.

Para el diseño por flexo-compresión dependerá básicamente de la esbeltez del muro y se definirá mediante las verificaciones.

Muros esbeltos

Al considerarse un muro esbelto se diseñará por flexo-compresión y cortante y se determinará por siguiente formula.

$$M_{esbelto} = \frac{H}{L} \leq 1$$

Ecuación 2-48. Condición de muro esbelto

Al diseñar este tipo de muro se deberá colocar un área de acero a lo largo del elemento y un acero principal ubicado en el extremo donde presenta una concentración de esfuerzos para brindarle ductilidad; para luego construir el diagrama de interacción para la sección y por último se tendrá que verificar que todos los esfuerzos de diseño tendrán que estar dentro de la curva.

Muros cortos

En caso de que sean muros cortos estos elementos no vendrían a comportarse como un elemento en compresión sino como una viga pared. Y se determinarán mediante la siguiente fórmula.

$$M_{corto} = \frac{H}{L} \geq 1$$

Ecuación 2-49. Condición de muro corto

Donde H viene a ser la altura del muro y L viene a ser la longitud.

2.2.19.6. Elementos de borde en muros

Para la determinación de elementos de borde confinados deberá de sobrepasar al 20% de la resistencia del concreto como se indica en la siguiente formula.

$$\sigma_c > 0.2f'c \approx \text{Requiere elementos de confinamiento}$$

Estos elementos de borde deben extenderse en dirección horizontal desde el extremo en compresión hasta una distancia no menor según la siguiente figura.

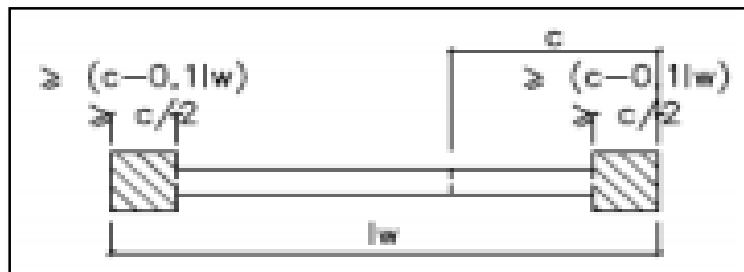


Figura 5. Condiciones para confinamiento de bordes en muros
Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 (2009)

2.2.19.7. Diseño por corte

Para el diseño de fuerzas cortante horizontales en el plano del muro se tendrá las siguientes disposiciones.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq 0.75(V_c + V_s)$$

Ecuación 2-50. Fuerza cortante amplificada

$$V_c = A_c w \times \alpha_c \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 2-51 Resistencia al corte del concreto

$$\frac{h_n}{L_n} \leq 1.5 \approx \alpha_c = 0.8$$

$$\frac{h_n}{L_n} \geq 2 \approx \alpha_c = 0.53$$

Ecuación 2-52. Condiciones para el cálculo de α_c

$$V_s = A_c w * \rho_h * f_y$$

Ecuación 2-53. Resistencia al corte del refuerzo de cortante

2.2.20. Conexión viga-columna

“En edificaciones de hormigón armado sobre todo que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, siempre hay que tener en cuenta el diseño y construcción de una de las partes más importantes y críticas de la estructura la cual es la conexión entre la viga y la columna, sobre todo en las edificaciones que no cuentan algún tipo de dissipador sísmico” (Barragán & Cevallos , 2015, pág. 27).

Según Reglamento Nacional Edificaciones E.060 (2009), “Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas, en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo un esfuerzo en el acero de 1,25 f_y ” (pág. 176).

Para el diseño de corte en nudos se evaluar la resistencia del nudo con el valor de $\phi = 0,85$.

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vu \leq 0.85(Vc + Vs)$$

Ecuación 2-54. Fuerza cortante amplificada en la sección

Donde:

Vn : es la capacidad de corte de una sección reforzada que estará dada por la suma del aporte del concreto (Vc) y del acero en refuerzo transversal (Vs).

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) b_w * d, \text{ para el diseño de conexión viga columna.}$$

Vs : Resistencia al corte del acero transversal y se calculará: $Vs = \frac{Av * fy * d}{s}$; donde **Av** es el área del refuerzo por corte y **s** el espaciamiento del refuerzo.

2.2.21. Diseño de cimentación

La cimentación recibe las cargas de las columnas y muros para que estas pueda ser distribuida en una determinada área hacia el suelo. La presión obtenida por las cargas debe menores que la capacidad portante del suelo.

Es necesario para el diseño de la cimentación conocer todas las propiedades físicas y mecánicas del suelo la capacidad portante del suelo, el módulo de balasto y el nivel freático, por lo que se requiero el estudio de mecánica de suelos.

Se puede cimentar una edificación mediante varios tipos, como zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, plateas de cimentación y cimientos corridos. Se elegirá uno de estos tipos de cimentación de acuerdo al estudio de suelos.

Entonces será necesario calcular la presión que ejercen cada una de las columnas y placas, para determinar el peralte efectivo.

2.2.21.1. Análisis y diseño de cimentaciones

Se considerarán para este fin las cargas y momentos de servicio (sin amplificar y amplificadas) en la base de las columnas.

Las solicitaciones que se transfieran al suelo se deberán verificar para las distintas combinaciones de carga actuantes sobre la estructura.

A menos que el Estudio de Mecánica de Suelos no lo permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los que intervenga sismo o viento.

En terrenos de baja capacidad portante, cimentaciones sobre pilotes y cuando el Estudio de Mecánica de Suelos lo recomiende, deberán conectarse las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de éstas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación. En los casos de muros de albañilería, se podrá lograr esta conexión mediante cimientos o sobrecimientos armados.

2.2.21.1.1. Consideraciones generales para el Diseño

El diseño de cimentaciones involucra una serie de etapas, las cuales se mencionan a continuación:

a. Determinación de resultante P_R

$$P_{RF} = 1.4 \sum P_D + 1.7 \sum P_L$$

Ecuación 2-55. Carga resultante factorizada.

b. Momentos de Inercia (I_X, I_Y)

$$I_X = \frac{B * L^3}{12}$$

$$I_Y = \frac{L * B^3}{12}$$

Ecuación 2-56. Momento de Inercia.

c. Determinación de Excentricidades (e_X, e_Y)

Al obtener la carga resultante, será necesaria referenciarla con respecto al centro geométrico de la losa por lo que deberá calcular un nuevo eje de coordenadas con respecto al eje inicial; según la siguiente figura.

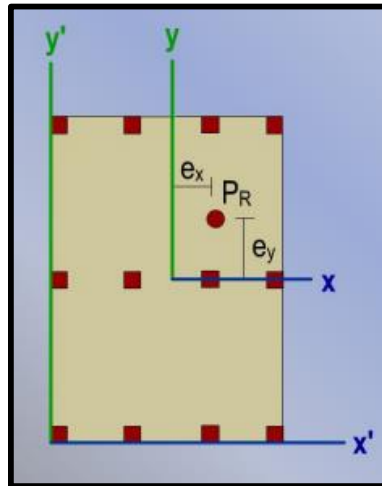


Figura 6. Referencia del nuevo eje de coordenadas (X, Y)
 Fuente: Canales A. (2015), *Diseño de cimentaciones superficiales*

$$e_x = x' - \frac{B}{2}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2}$$

Ecuación 2-57. Excentricidades.

d. Momentos (M_x, M_y)

Para calcular los momentos de esfuerzos normales y esfuerzos últimos de cargas de servicios factorizadas se determinará mediante la siguiente formula respectivamente:

$$M_x = P_{RF} * e_x$$

$$M_y = P_{RF} * e_y$$

Ecuación 2-58. Momentos de Esfuerzos últimos.

e. Dividir la losa

Para el respecto análisis comenzaremos dividiendo la losa en franjas, es decir, colocando líneas paralelas al eje X, Y, entre la mitad de los ejes de columnas, como se representa en la siguiente figura.

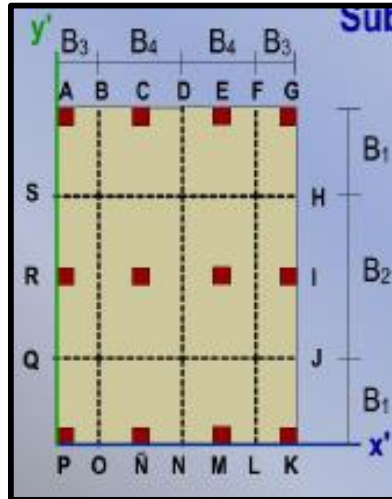


Figura 7. Subdivisiones de la losa
Fuente: Canales A. (2015), *Diseño de cimentaciones superficiales*

f. Obtención de las presiones en cada punto (q_n)

Para la obtención en cada uno de los puntos se deberá tomar muy en cuenta cada uno de los signos de los momentos, dependiendo del punto a analizar, debido a que los esfuerzos pueden estar en tensión o compresión.

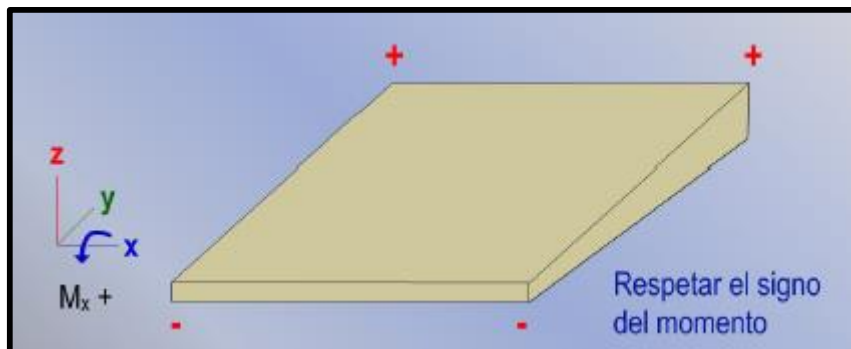


Figura 8. Comportamiento de fibras con respecto a un momento positivo en x
Fuente: Canales A. (2015), *Diseño de cimentaciones superficiales*

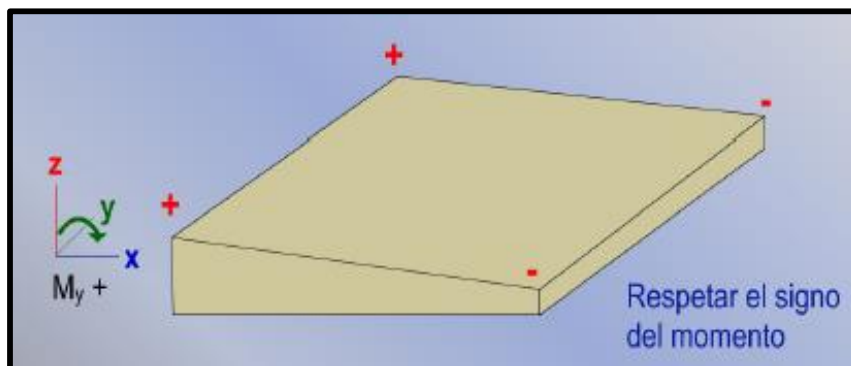


Figura 9. Comportamiento de fibras con respecto a un momento positivo en Y
Fuente: Canales A. (2015), *Diseño de cimentaciones superficiales*

Las presiones se evalúan como:

$$q_{(x',y')} = \frac{P_{RF}}{A} \pm \frac{M_y x'}{I_y} \pm \frac{M_x y'}{I_x}$$

Ecuación 2-59. Presiones en el suelo.

Donde:

A: Área de la losa B * L

x: Distancia que hay del centro geométrico al punto en la dirección X.

y: Distancia que hay del centro geométrico al punto en la dirección Y

P_{RF} : Carga resultante factorizada.

M_x : Momento con respecto al eje X

M_y : Momento con respecto al eje Y.

I_x : Inercia con respecto al eje X

I_y : Inercia con respecto al eje Y

2.2.21.2. Verificación por esfuerzo cortante

Se deberá tener en cuenta que a la zapata no se le debe considerar acero por corte por lo que se deberá elegir un peralte de tal forma que el concreto soporte los esfuerzo por corte y punzonamiento.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq V_c + V_s$$

Ecuación 2-60. Fuerza cortante amplificada de la sección.

La sección crítica a una distancia "d" de la cara de la columna, para el cortante V_u y la resistencia del concreto estará dada por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Ecuación 2-61. Resistencia al corte del concreto.

Donde:

Vu: Cortante ultima a una distancia "d"

2.2.21.3. Verificación por punzonamiento

Se tendrá en cuenta que el efecto de punzonamiento se genera a una distancia d/2 del perímetro de la columna. Debemos trabajar con cargas amplificadas.

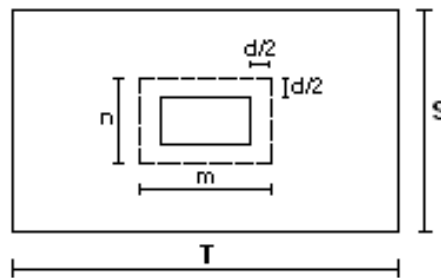


Figura 10. Dimensiones a considerar en el diseño por punzonamiento
Fuente: Elaboración propia

Para la determinación de la resistencia al corte del concreto se calculará por las siguiente formula.

$$\phi V_{cp} \leq \phi * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \leq \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Ecuación 2-62. Resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto.

Luego se calculará la resistencia ultima por punzonamiento:

$$V_{up} \leq P_u - \sigma_{ud} * A_0$$

Ecuación 2-63. Cortante por punzonamiento actuante.

Debiendo cumplir:

$$V_{up} \leq \phi V_{cp}$$

Ecuación 2-64. Verificación por punzonamiento

Donde

A_0 : Es la multiplicación de m (longitud mayor de la columna) y n (longitud menor de la columna)

b_0 : La suma de las dimensiones de la columna

β_c : Es relación de "m" entre "n"

2.2.21.4. Diseño por flexión de la cimentación

El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento producido por las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

Con el momento M_u , se comenzará a determinar el área de acero requerida y se utilizará las siguientes formulas.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b}}$$

Ecuación 2-65. Profundidad de Bloque de Comprensión

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

Ecuación 2-66. Área de Refuerzo Longitudinal.

La cuantía mínima a considerar se utilizará similar a la de las losas macizas.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

Ecuación 2-67. Área de acero mínimo.

$$S = \frac{A_v * b}{A_{s_{min}}}$$

Ecuación 2-68. Espaciamiento

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de Investigación

En el tema de estudio se utilizó el tipo de investigación Descriptiva – Comparativa, ya que se necesitó realizar una determinada recopilación de información bibliográfica referente al tema de estudio, de la misma forma tuvo como base una documentación normalizada, que permitió realizar una comparación entre las normas del RNE E.030 (2014) y RNE E.030 (2016) Diseño Sismorresistente, para aplicarlo en el diseño estructural de un proyecto de vivienda multifamiliar planteado para realizar la investigación.

Descriptiva: la presente tesis describe dos variables la norma E.030(2014) y la norma E.030(2016), para poder entender sus modificaciones.

Comparativa: la presente tesis compara dos variables de estudio la norma E.030(2014) y la norma E.030(2016), la mismas que determinaran las diferencias entre las mismas.

3.2. Método y diseño de la investigación

3.2.1. Método de la investigación

La presente tesis tiene un enfoque: CUANTITATIVO

“El enfoque cuantitativo se caracteriza en generar una idea, plantear un problema, construir un marco, y generar una hipótesis antes de realizar el análisis y recolección de datos, con base en la medición numérica y el análisis mediante métodos estadísticos para establecer patrones de comportamiento y probar teorías” (Hernández, Fernández, & Baptista, 2010).

3.2.2. Tipo de Investigación

Tipo de investigación: Descriptivo-Comparativo.

Según Hernández, Fernández & Baptista (2010), “Una investigación descriptiva únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas”.

3.2.3. Diseño de la investigación

El diseño metodológico es: no experimental, porque “Se realiza sin manipular deliberadamente las variables y en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para analizarlos” (Hernández, Fernández & Baptista, 2010, pág. 151).

Para el diseño metodológico en esta investigación las variables independientes no se experimentan, debido a que los parámetros para ambas normas de diseño sismorresistente (E.030 2014 y E.030 2016) solo sirven para ser comparadas una a otra y poder llegar a resultados de la respuesta sísmica de la edificación.

“Los diseños transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interacción en un momento dado” (Hernández, Fernández & Baptista, 2010, pág. 151).

3.3. Formulación de hipótesis

3.3.1. Hipótesis General

Existe diferencia significativa en el análisis sísmico para una vivienda multifamiliar de 5 niveles respecto a la modificación de la norma E.030 (2014) y E.030 (2016) diseño sismo resistente.

3.3.2. Hipótesis específica

Existe diferencia significativa de los parámetros sísmicos al realizar el análisis sísmico modal espectral aplicando la normativa E.030 2014 y 2016 diseño sismorresistente.

Existe diferencia significativa en el análisis y diseño para un modelo empotrado en la base y un modelo con interacción suelo -estructura.

Existe diferencia significativa en costos de concreto y acero para el modelo empotrado y para el modelo con Interacción Suelo-Estructura.

3.4. Variables de estudio

Las variables de estudio de la presente tesis se presentan como: dependiente e independiente, donde están en función una de la otra.

3.4.1. Variables dependientes

- Análisis estático: Fuerza cortante en la base.
- Análisis dinámico: Modos de vibración, desplazamientos, derivas, fuerza cortante.
- Diseño estructural.
- Evaluación económica.

3.4.2. Variables independientes

- Modelo Empotrado en la base
- Modelo con interacción suelo estructura.

3.4.3. Técnicas de recolección de datos

- Planos arquitectónicos
- Análisis estático
- Análisis dinámico modal espectral
- Diseño estructural
- Metrado en la especialidad de estructura
- Presupuesto de la especialidad de estructuras

3.4.4. Instrumentos

- Software Etabs V16.2.1 versión estudiantil
- Safe V.16.0.2
- Sap2000
- Estudio de suelos para determinar su capacidad portante
- Excel
- AutoCAD

3.4.5. Matriz de consistencia

Tabla 16
Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIABLES E INDICADORES
<p>Problema General</p> <p>¿Existe diferencia significativa en el diseño de una vivienda multifamiliar en concreto armado, al comparar el análisis sísmico aplicando la normativa E.030 vigente (2016) y la antigua (2014), en el distrito de Juliaca?</p>	<p>Objetivo General</p> <p>Realizar un estudio comparativo entre la Norma Técnica E.030 (2014) y E.030 (2016), para identificar las modificaciones con respecto a sus parámetros de análisis sísmico, para una vivienda multifamiliar en concreto armado en el distrito de Juliaca.</p>	<p>Hipótesis General</p> <p>Existe diferencia significativa en el análisis sísmico para una vivienda multifamiliar de 5 niveles respecto a la modificación de la norma E.030 (2014) y E.030 (2016) diseño sísmo resistente.</p>	<p>INDEPENDIENTE:</p> <p>* Modelo Empotrado en la base * Modelo con interacción suelo - estructura. Indicadores *Apoyo fijo en la base (Étabs) *Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 (Coeficientes de rigidez)</p>
<p>Problema Específico:</p> <p>1. ¿Cuáles son las diferencias al determinar los parámetros sísmicos, para el análisis sísmico modal espectral aplicando la normativa E.030 2016 y 2014, al analizar una vivienda multifamiliar de concreto armado, en el distrito de Juliaca?</p> <p>2. ¿Cuáles son las diferencias al realizar una comparación de desplazamientos, derivas, fuerza cortante dinámica para el modelo empotrado y con interacción suelo estructura para determinar cómo interviene en la estructura, con la NTP E.030-2016?</p> <p>3. ¿Cuál es la diferencia económica para los modelos: Empotrado e Interacción Suelo Estructura</p>	<p>Objetivo Específico:</p> <p>1. Determinar las diferencias de los parámetros sísmicos para el análisis sísmico modal espectral aplicando la normativa E.030 2014 y 2016, al analizar una vivienda multifamiliar de concreto armado, en el distrito de Juliaca.</p> <p>2. Realizar un análisis comparativo del análisis sísmico con apoyo empotrado y considerando la Interacción Suelo-Estructura, con la NTP E.030-2016.</p> <p>3. Realizar un análisis comparativo en cuanto a costos en concreto, acero para el modelo empotrado y con Interacción Suelo-Estructura, con los diseños realizados</p>	<p>Hipótesis o Específico:</p> <p>1. Existe diferencia significativa de los parámetros sísmicos al realizar el análisis sísmico modal espectral aplicando la normativa E.030 2014 y 2016 diseño sismorresistente.</p> <p>2. Existe diferencia significativa en el análisis y diseño para un modelo empotrado en la base y un modelo con interacción suelo -estructura.</p> <p>3.Existe diferencia significativa en costos de concreto, acero para el modelo empotrado y para el modelo con Interacción Suelo-Estructura.</p>	<p>DEPENDIENTES:</p> <p>* Análisis Estático * Análisis dinámico * Diseño Estructural * Evaluación Económica Indicadores *Fuerza cortante en la base * Modos de vibración, desplazamiento, distorsiones de entepiso y fuerza Cortante. *Fuerza axial, Cortantes y Momentos. *Metrados y Costos Unitarios.</p>

Fuente: Elaboración Propia

3.5. Procesamiento y análisis de datos

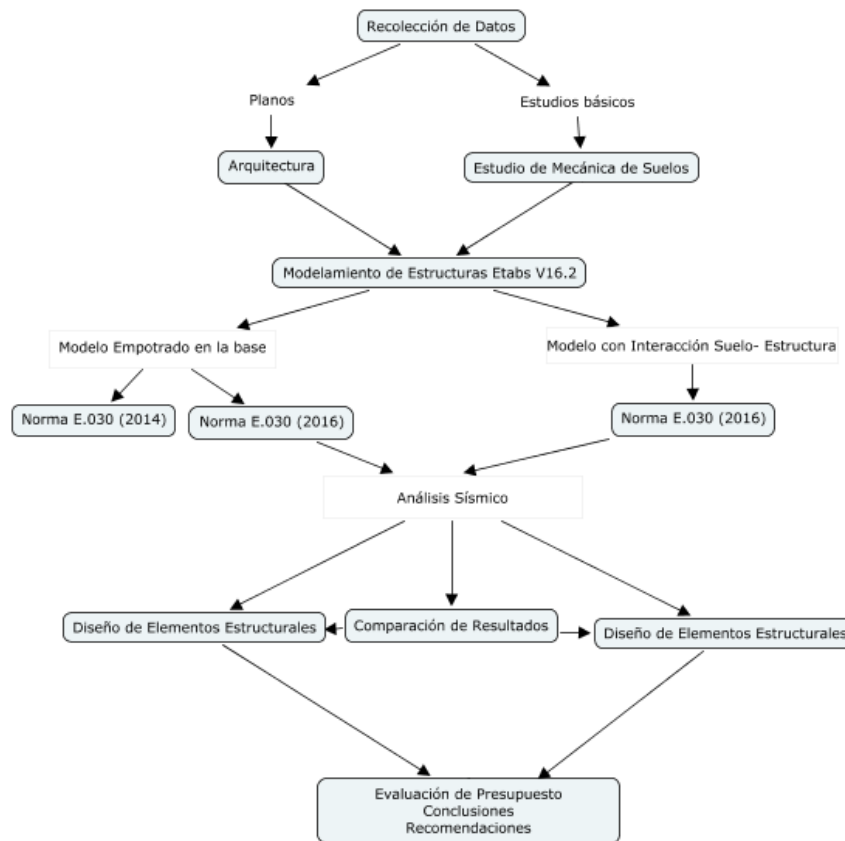


Figura 11. Procesamiento y Análisis de Datos
Fuente: Elaboración propia

3.6. Descripción del proyecto

- Nombre del proyecto

El proyecto consiste en realizar un análisis comparativo del diseño estructural para un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado en el distrito de Juliaca, aplicando el reglamento nacional de edificaciones norma E.030 (2014) diseño sismorresistente y realizando una comparación con la modificación de la misma norma E.030 (2016), el edificio consta de 5 niveles, el cual tiene un uso de local comercial y departamentos.

- Localización del proyecto

La ciudad de Juliaca se encuentra ubicada al sur del Perú, en el departamento de puno, provincia de San Román a 15°29'40" de latitud sur y 70°07'54" latitud Oeste y a una altitud de 3824 m.s.n.m. Ocupa parte de la meseta altiplánica de Toropampa, en la cuenca del río Coata, sección Ayabaca, desarrollándose entre los cerros Zapatiana, de La Cruz y

Huaynaroque. Se encuentra asimismo atravesada de Este a Oeste por el río Torococha, que desemboca en el río Coata y continúa su curso hasta desembocar en el Lago Titicaca.

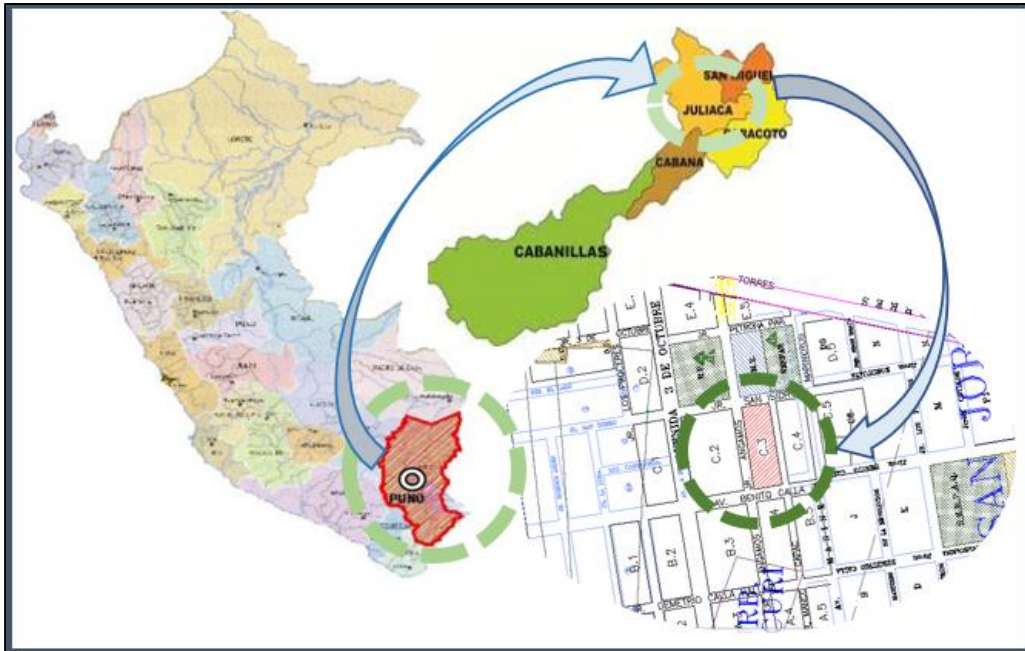


Figura 12. Lugar de Ejecución del Proyecto
Fuente: Google Earth

3.6.1. Planteamiento Arquitectónico

El presente proyecto consiste en una vivienda multifamiliar con un área de terreno de 306 m², un área construida de 266.9 m², dejando un área libre de 39.1 m². Esta edificación consta de 5 niveles destinados de la siguiente manera; el primer piso será de uso comercial y estacionamiento, desde el segundo hasta el quinto nivel tendrá un uso exclusivo de departamentos. En la siguiente figura se muestra su configuración arquitectónica.

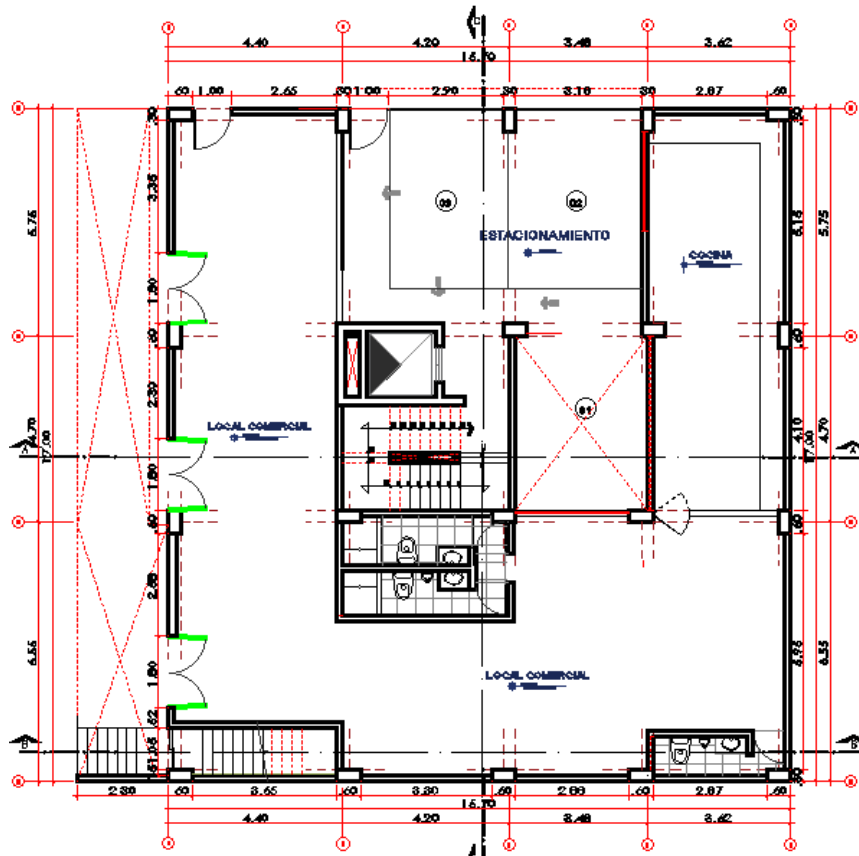


Figura 13. Plano Arquitectónica Primer Nivel
Fuente: Elaboración Propia

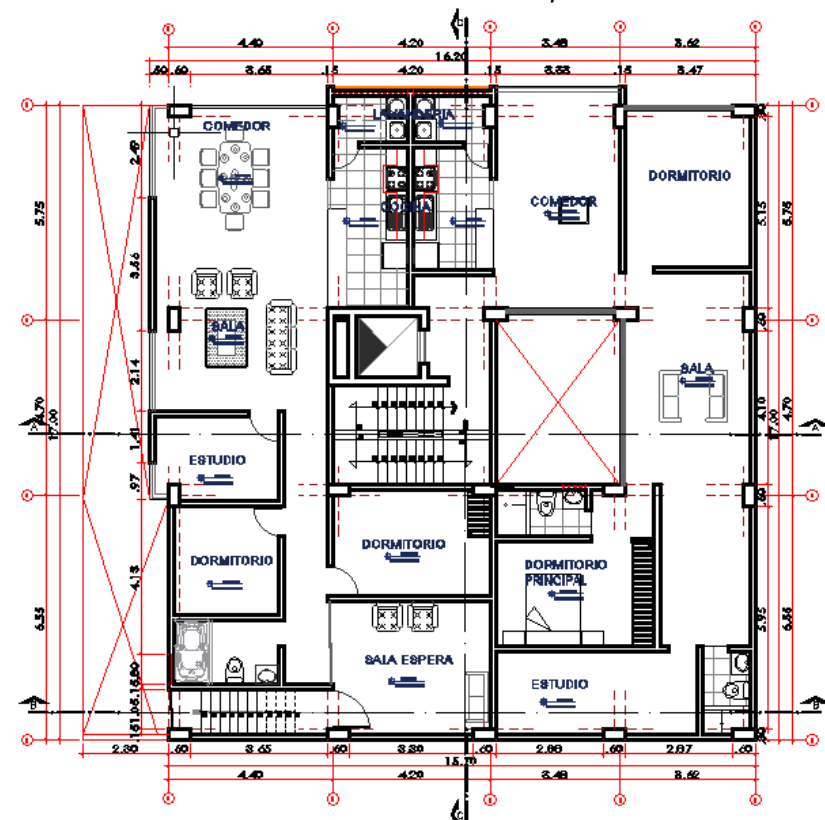


Figura 14. Plano Arquitectónica Segundo
Fuente: Elaboración Propia

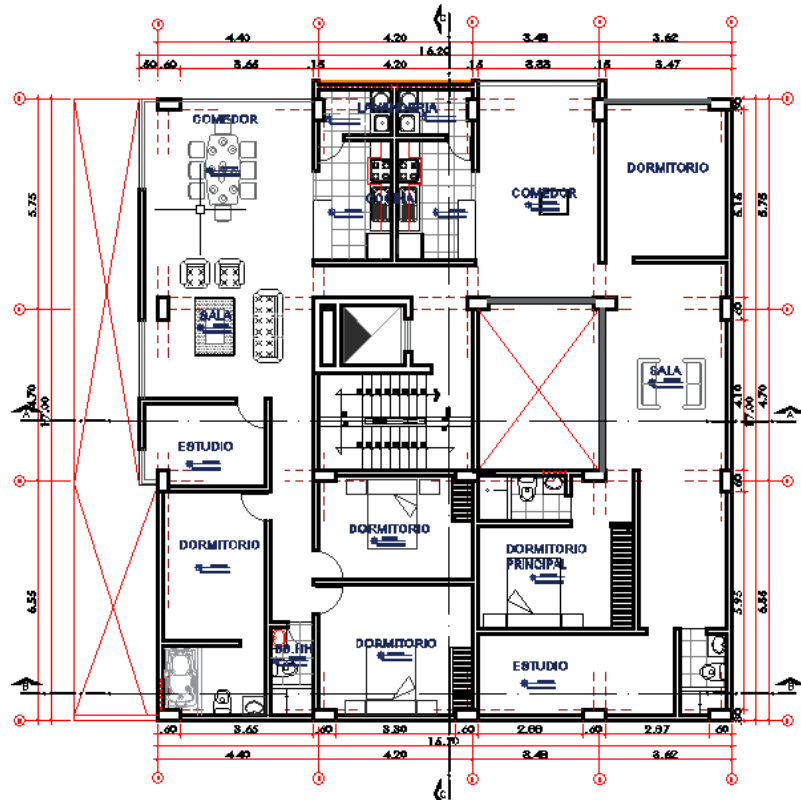


Figura 15. Plano Arquitectónica Tercer al Quinto Nivel
Fuente: Elaboración propia

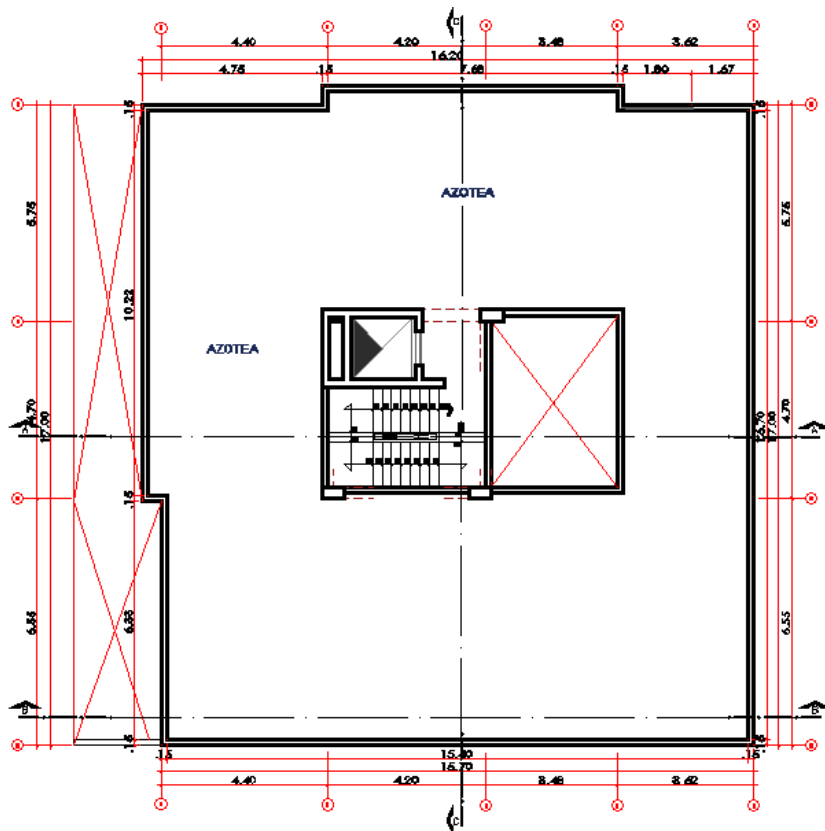


Figura 16. Plano Arquitectónica Azotea
Fuente: Elaboración Propia

3.7. Análisis sísmico modelo empotrado

3.7.1. Sistema estructural

Según la norma determinar nuestro coeficiente de reducción deberá cumplir con los requerimientos establecidos por la norma, como se verifico que no nos cumple con los desplazamientos máximos permitidos para un sistema aporticado tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y, superando el desplazamiento de 0,007, por lo que se tuvo que volver a modelar para un sistema de muros en la dirección X-X y un sistema Dual en la dirección Y-Y.

En esta propuesta, se optó por incrementar muros de corte o también denominadas placas para que puedan cumplir con los requerimientos de la norma.

3.7.2. Estructuración

Con el fin de rigidizar la estructura se incrementó placas las mismas que se visualizan en la figura siguiente.

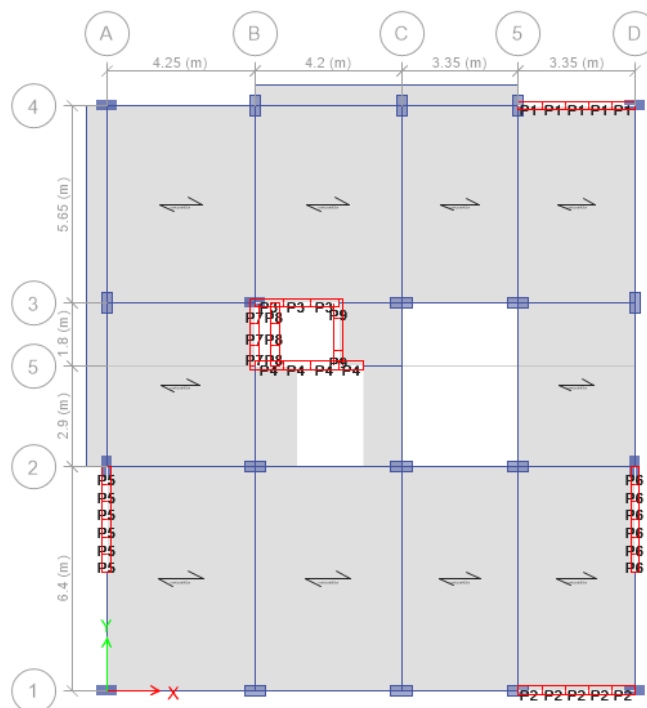


Figura 17. Nueva configuración de los elementos estructurales
Fuente: Etabs V16.2.1

3.7.3. Características de materiales

Las características del concreto a utilizaran tienen las siguientes especificaciones:

- Resistencia ($f'c$): **210 Kg/cm²**
- Módulo de Poisson (ν): **0.20**
- Peso Específico del concreto(γ_c): **2400 Kg/m³**
- Módulo de elasticidad E_c : **217370.65 kg/cm²**
- Fluencia del acero ($f'y$): **4200 Kg/cm²**

3.7.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

3.7.4.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

La losa aligerada fue analizada en los paños A, B, C, D y E para una dirección y para los paños F y G se analizó para dos direcciones, debido a la longitud, así como se presenta en la siguiente figura:

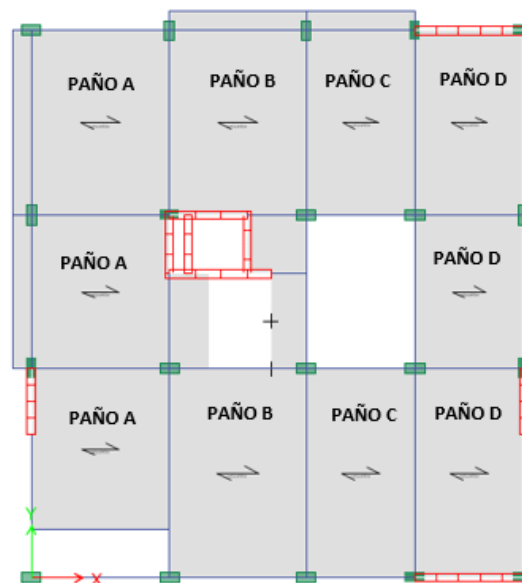


Figura 18. Ubicación de paños para el predimensionamiento de las losas aligeradas
Fuente: *Elaboración propia.*

El espesor de la losa en una dirección se predimensionarán dividiendo la longitud libre de cada paño entre 18.5. Los resultados para el predimensionamiento fueron los siguiente:

Tabla 17*Predimensionamiento de losa en una dirección.*

Descripción	Longitud luz libre		Tipo extremo		H (losa aligerada)
PAÑO A	L1	3.9	Con un extremo continuo	18.5	0.2135
PAÑO B	L2	3.9	Con ambos extremos continuos	21	0.1857
PAÑO C	L3	3.1	Con ambos extremos continuos	21	0.1514
PAÑO D	L4	3.1	Con un extremo continuo	18.5	0.17.14

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se asumirá un espesor para la losa de 0.25 m.

3.7.4.2. Predimensionamiento de Vigas

Para el predimensionamiento de vigas se tomó como referencia la luz más crítica con un valor de $L = 6.70$ m utilizando las mismas dimensiones para los Ejes: 4-4 (Pórtico I), Eje 3-3 (Pórtico II), Eje 2-2 (Pórtico III), Eje 1-1 (Pórtico IV), los mismos que se calcularon con las **Ecuaciones 2.10** y **Ecuación 2.11**.

Tabla 18*Predimensionamiento de vigas principales y secundarias*

Tipo	Ln (m)	B' (m)	h (m)	b (m)	Sección Definida	Sección Definida
Vigas Prin. Eje 4-4 (Pórtico I)	4.4	2.87	0.37	0.14	25m x 40m	30m x 50m
Vigas Sec. Eje A-A (Pórtico V)	5.15	2.28	0.43	0.11	25m x 45m	30m x 60m

Fuente: Elaboración propia

3.7.4.3. Predimensionamiento de columnas

Se realizó el predimensionamiento para el proyecto de 5 niveles, las columnas se predimensionaron para un $f'c = 210$ kg/cm²; considerando un área tributaria de 19.48 m² de la columna central, al mismo que se aplicó una carga muerta de 996.00 kg/m² y una sobre carga de 200kg/cm².

Tabla 19*Metrado de cargas para predimensionamiento de columna C-1*

Carga muerta	Pesos	Carga viva	Peso
Peso de la losa	350 kg/m ²	Sobre Carga	200 kg/m ²
Peso de la Tabiquería	150 kg/m ²		
Peso de Acabados	100 kg/m ²		
Peso de Viga	396 kg/m ²		
TOTAL	996.00 Kg/m²		

Fuente: Elaboración propia

Utilizamos la **Ecuación 2. 14**.

$$P = \left(\frac{996.0 \text{ kg}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * 19.48 \text{ m}^2 * 5 = 116490.60 \text{ kg}$$

$$P = \frac{116490.60 \text{ kg}}{1000} = 116.49 \text{ Tn}$$

Reemplazando en la **Ecuación 2.13**. tenemos:

$$b \times h = \frac{116490.60 \text{ Kg}}{0.35 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 1584.88 \text{ cm}^2$$

Entonces usaremos un área de $b = 30$ y $h = 60$

3.7.4.4. Predimensionamiento de muros estructurales

Para el predimensionamiento de muros se ha considerado la altura del primer piso entre 25:

$$e = \frac{3.85}{25} = 0.15 \text{ m}$$

Sin embargo, para rigidizar la estructura y poder cumplir con las derivas máximas establecidas por la norma E.030, se tomó un espesor de muro igual a $e = 0.20 \text{ m}$.

3.7.5. Análisis sismorresistente norma E.030 2014 y 2016

En esta sección se busca determinar el comportamiento que presente la estructura frente a los parámetros sísmicos de la norma del diseño sismorresistente, donde obtendremos resultados de las fuerzas internas para cada uno de los elementos. Asimismo obtendremos los desplazamientos laterales de entrepiso, los cuales serán analizados para que cumplan con los límites permitidos según la norma en mención. Esta norma brinda dos tipos de análisis sísmicos: Estático y dinámico siendo estos necesarios para el diseño en concreto armado.

3.7.5.1. Modelo estructural

El modelamiento estructural, se utilizó un modelo tridimensional en el programa ETABS 16.1.2. donde se estableció las propiedades de cada uno de los elementos estructurales. Para el respectivo análisis sísmico la norma E.030 establece que según la categoría de la edificación se tomara el 100% de carga muerta adicionando un 25% de la carga viva.

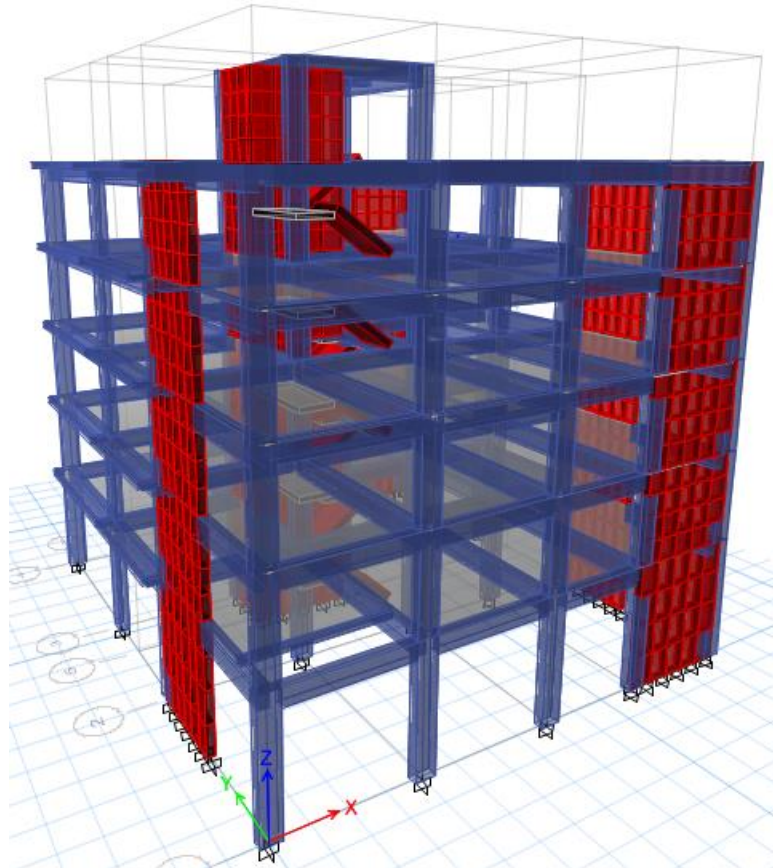


Figura 19. Modelo del sistema estructural en ETABS 16.1.2.
Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2. Parámetros sismorresistentes

3.7.5.2.1. Factor de zona

Según norma E.030 (2014) el mapa de zonificación sísmica se divide en 3 zonas para este proyecto se analizará en el departamento de puno, distrito de Juliaca, que pertenece a una zona sísmica 2 con un factor “ $z=0.30$ ”.

Según la norma E.030 (2016) el mapa de zonificación sísmica se divide en 4 zonas siendo modificada en la zona del proyecto como una zona sísmica 3 con un factor “ $z=0.35$ ”.

3.7.5.2.2. Condiciones geotécnicas

Según la norma E.030 (2014), para el tipo de suelo donde se apoyará la cimentación es arcillosas inorgánicas de mediana a alta compacidad y se define como un suelo tipo S3, Para este tipo de suelo la tabla N° 02 de la norma en mención, nos brinda un factor “S” de 1.4 y un periodo “ T_p ” de 0.90.

Para el caso de la norma E.030 (2016), se define como un suelo tipo S3 un factor de suelos "S" de 1.2 y los periodos $T_P = 1.0$ y $T_L = 1,6$.

3.7.5.2.3. Factor de amplificación sísmica (C)

En la siguiente tabla se define el factor C para cada una de las normas.

Tabla 20

Factor de amplificación sísmica

Descripción	E.030 (2014)	E.030 (2016)
Periodo fundamental de vibración	$T = \frac{h_n}{c_t} = \frac{18.75}{60} = 0.313 \text{ s}$	$T = \frac{h_n}{c_t} = \frac{18.75}{60} = 0.313 \text{ s}$
Factor de amplificación sísmica	$C = 2.5 * \frac{T_p}{T} = 2.5 * \frac{0.90}{0.313} = 7.19$ ≥ 2.5 $C = 2.5$	$T < T_p$ $0.313 \text{ s} < 1.0\text{s} \approx C$ $= 2.5$

Nota: Donde h_n es la altura de la edificación 18.75 m y el valor de $C_T = 0.60$, para estructuras de concreto armado cuyos elementos estructurales sismorresistentes sean muros de corte. Fuente: Elaboración propia

3.7.5.2.4. Coeficiente de reducción sísmica

Según la norma E.30 (2014/2016) de acuerdo a la Tabla N°06, se tomó el factor $R_o = 6$, para la dirección X-X ya que es un sistema de muros, y para la dirección Y-Y se tomó un $R_o = 7$ para un sistema dual, y se verifico que no existe ningún tipo de irregularidad entonces el coeficiente de reducción sísmica (R) es el mismo para cada dirección.

3.7.5.2.5. Peso y masa de la edificación.

En la siguiente tabla tendremos el peso y la masa por pisos de la edificación, considerado para el análisis estático.

Tabla 21*Peso y masa de la edificación*

PISOS	DIAGRAMA	MASA Tn	PESO Tn
Piso 6	D6	2.83	27.73
Piso 5	D5	22.34	219.09
Piso 4	D4	27.50	269.69
Piso 3	D3	27.50	269.69
Piso 2	D2	27.50	269.69
Piso 1	D1	29.58	290.09
TOTAL		137.25	1345.97

Fuente. Elaboración propia

3.7.5.3. Análisis estático

Este análisis es un conjunto de fuerzas horizontales que representan las sollicitaciones sísmicas que actúan en cada nivel de la estructura.

3.7.5.3.1. Fuerza cortante en la base

En el Ítem 3.7.6.2 se desarrollaron los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030 (2014) donde se obtuvieron los siguientes resultados mostrados en la **Tabla 22** para la dirección X-X y la **Tabla 23** para la dirección Y-Y.

Tabla 22*Datos para calcular la fuerza cortante en la base dirección X-X*

Símbolo	Descripción	E.030-2014	E.030-2016
Z	Factor de zona	0.30	0.35
U	Factor de uso		1.0
S	Factor de suelo	1.4	1.2
TP	Factor que define la plataforma del espectro	0.90 seg	1.0 seg
TL	Periodo que define el inicio de la zona del factor C	-	1.6 seg
T	Periodo fundamental de la estructura		0.313 Seg
C	Factor de amplificación sísmica		2.5
R	Coefficiente de Reducción por Ductilidad		6
P	Peso de la edificación		1,345.97 tonf
G	Gravedad específica		9.81 m/s ²

Fuente. Elaboración propia

Tabla 23*Datos para calcular la fuerza cortante en la base dirección Y-Y*

Símbolo	Descripción	E.030-2014	E.030-2016
Z	Factor de zona	0.30	0.35
U	Factor de uso		1.0
S	Factor de suelo	1.4	1.2
TP	Factor que define la plataforma del espectro	0.90 seg	1.0 seg
TL	Periodo que define el inicio de la zona del factor C	-	1.6 seg
T	Periodo fundamental de la estructura		0.313 Seg
C	Factor de amplificación sísmica		2.5

R	Coefficiente de Reducción por Ductilidad	7
P	Peso de la edificación	1,345.97 tonf
G	Gravedad específica	9.81 m/s ²

Fuente. Elaboración propia

Para calcular la fuerza cortante en la base para cada dirección, reemplazaremos en la siguiente formula.

Tabla 24

Determinación de la fuerza cortante estática en la base Dirección X-X

E.030-2014	E.030-2016
$V = \frac{ZUCS}{R} * P$	
$V = \frac{0.30 * 1 * 2.5 * 1.4}{6} * 1345.97$	$V = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{6} * 1345.97$
$V = 235.54 \text{ tonf}$	$V = 235.54 \text{ tonf}$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25

Determinación de la fuerza cortante estática en la base Dirección Y-Y

E.030-2014	E.030-2016
$V = \frac{ZUCS}{R} * P$	
$V = \frac{0.30 * 1 * 2.5 * 1.4}{7} * 1345.97$	$V = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.2}{7} * 1345.97$
$V = 201.90 \text{ tonf}$	$V = 201.90 \text{ tonf}$

Fuente: Elaboración propia

Se tomó en consideración para el cálculo de la fuerza cortante en la base que el factor C/R tiene que ser mayor a 0.125.

Dirección X-X

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.42 \geq 0.125$$

Dirección Y-Y-

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{7} = 0.36 \geq 0.125$$

Por lo tanto, definimos que el factor C/R es mayor que 0.125

3.7.5.3.2. Distribución sísmica en altura

Según la norma E.030 (2014), Nuestro periodo fundamental T es menor que 0.7 por lo que no se le afectara F_a a la cortante estática (V). Por lo que la fuerza cortante se distribuirá en todos los niveles mediante la siguiente expresión.

Como modo de ejemplo se desarrollará la fórmula para la distribución de fuerza sísmica para el sexto piso.

$$F_6 = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} * (V - Fa) = \frac{27.73Tonf * 18.75m}{13766.11 Tonf.m} * 235.34Tonf = 8.90 tonf$$

Según la norma E.030 (2016), si T es menor que 0.5 usaríamos un K=1 en este caso nuestro $T = 0.313 s$, entonces usaremos un k igual a 1 y reemplazaremos en la formula mencionada para calcular la distribución sísmica en altura con la siguiente formula.

$$F_6 = \frac{P_6 * h_6^K}{\sum_{j=1}^6 P_j h_j^K} * V = \frac{27.73 tonf * (18.75 m)^1}{13766.11 ton.m} * 235.34 tonf = 8.90 Tonf$$

En la siguiente tabla se muestra la distribución de fuerzas sísmicas para ambas normas E.030 2014 y 2016 por pisos y se verán repartidas de la siguiente forma.

Tabla 26
Distribución sísmica en altura Norma E.030 2014 y 2016

Piso	Peso (tonf)	Altura (m)	Pi*hi (tonf*m)	α_i	Fi (tonf)	V (tonf)
6	27.73	18.75 m	519.90	0.04	8.90	8.90
5	219.09	15.95 m	3494.51	0.25	59.79	68.69
4	269.69	13.15 m	3546.38	0.26	60.68	129.37
3	269.69	10.35 m	2791.26	0.20	47.76	177.13
2	269.69	7.55 m	2036.13	0.15	34.84	211.97
1	290.09	4.75 m	1377.93	0.10	23.58	235.54
Total	1345.97		13766.11	1.00	235.54	

Fuente: Elaboración Propia

3.7.5.4. Análisis dinámico

En este análisis desarrollaremos por el método de combinación modal espectral por tratarse de una edificación convencional. Además de esta se consideró 3 grados de libertad por piso por lo que tendremos 18 modos de vibración para el análisis modal de edificio.

3.7.5.4.1. Modos de vibración de la estructura

Para la norma E.030 2014 y 2016, se determinaron los periodos de vibración para esto se tuvo que identificar los modos fundamentales de acuerdo al porcentaje de masa de la estructura. Por lo tanto, se tomó los resultados de los 18 modos de vibración que se le asignó a la estructura.

En los datos obtenido de acuerdo al ETABS, verificamos que la masa efectiva sea mayor al 90% de la participación de la masa de la estructura.

En la siguiente **Tabla 27** se ve reflejado que para el análisis estático se utiliza el 100% de la masa mientras que para el análisis dinámico se utiliza más del 90%

Tabla 27

Modal Load Participation Ratios

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99.88
Modal	Acceleration	UY	100	99.92
Modal	Acceleration	UZ	0	

Fuente. Elaboración Propia

De los 18 modos de vibración de la **Tabla 25** y **Tabla 28** se tomó en consideración los 6 primeros modos de vibración puesto que la masa de participación en cada dirección es mayor que el 90% de la masa de la estructura; se puede concluir que la cantidad mínima de modos a considerar el igual a 6.

Tabla 28

Modos de vibración de la estructura E.030 (2014/2016)

Modal	Periodo sec	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.371	0.1395	0.6471	0.0121	0.1395	0.6471	0.0121
2	0.332	0.6292	0.1216	0.0337	0.7687	0.7687	0.0458
3	0.292	0.0153	0.0291	0.7556	0.7840	0.7978	0.8014
4	0.098	0.0083	0.1486	0.0015	0.7923	0.9463	0.8029
5	0.082	0.1678	0.0089	0.0007	0.9601	0.9552	0.8035
6	0.072	0.0001	0.0024	0.1622	0.9603	0.9577	0.9657
7	0.051	0.0024	0.0196	0.0007	0.9627	0.9773	0.9664
8	0.041	0.0025	0.0150	0.0009	0.9651	0.9923	0.9673
9	0.037	0.0262	0.0001	0.0007	0.9913	0.9924	0.9680
10	0.033	0.0005	0.0006	0.0262	0.9918	0.9930	0.9942
11	0.028	0.0005	0.0050	0.0002	0.9923	0.9980	0.9944
12	0.025	0.0038	0.0004	0.0002	0.9961	0.9983	0.9945
13	0.023	0.0017	0.0003	0.0006	0.9978	0.9987	0.9951
14	0.021	0.0003	0.0003	0.0000	0.9981	0.9990	0.9952
15	0.021	0.0001	0.0004	0.0036	0.9982	0.9993	0.9988

16	0.019	0.0005	0.0000	0.0005	0.9988	0.9993	0.9993
17	0.018	0.0002	0.0000	0.0002	0.9989	0.9994	0.9994
18	0.016	0.0000	0.0000	0.0005	0.9989	0.9994	0.9999

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la **Tabla 28** tenemos los 3 periodos fundamentales de la estructura con mayor masa participativa dos traslacionales, en la dirección X con una mayor masa de participación en el modo 2 de 62.92%, con un periodo fundamental igual a $T_x: 0.332$, en la dirección Y tenemos en el modo 1 la mayor masa de participación de 64.71% y un periodo fundamenta de $T_y: 0.371$.

Modo 1: $T_y = 0.371 \text{ seg.}$

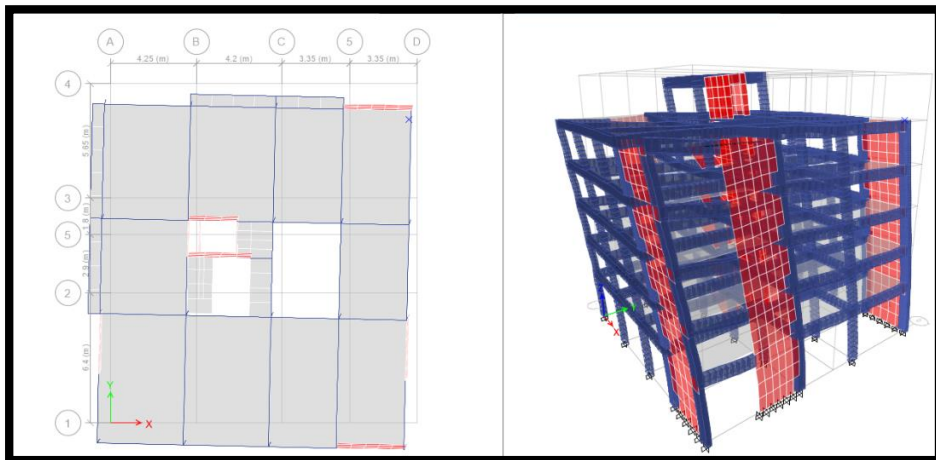


Figura 20. Primera forma de vibrar en la dirección Y, Vista 3D y 5° Nivel
Fuente. ETABS V 16.2.1

Modo 2:, $T_x = 0.332 \text{ seg}$

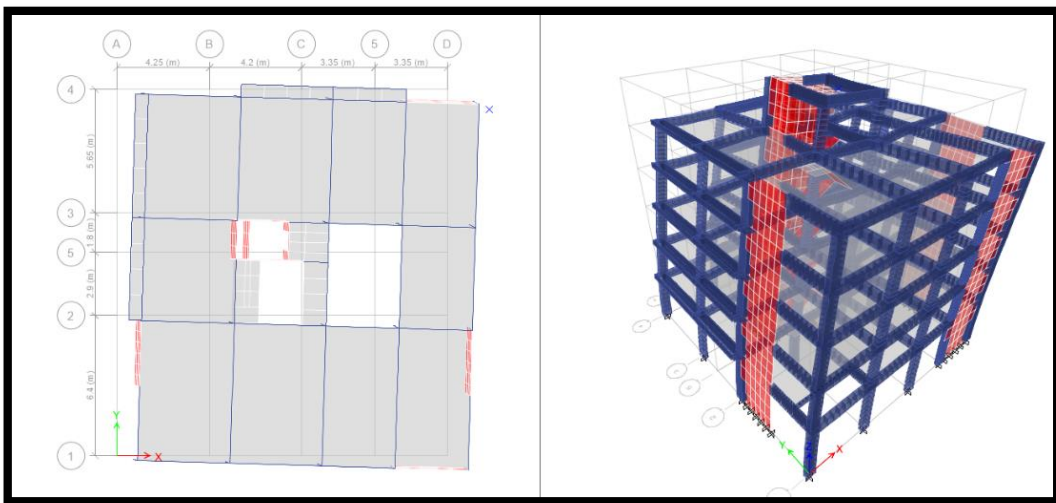


Figura 21. Segunda forma de vibrar en la dirección X , Vista 3D y 5° Nivel
Fuente. ETABS V 16.2.1

3.7.5.4.2. Análisis por combinación modal espectral

Según la norma E.030 2014 y 2016, se determinará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para cada una de las direcciones. Los parámetros de la **Tabla N°22** y **Tabla N°23** se consideran constantes, a excepción del factor de amplificación C.

Tabla 29
Análisis modal espectral para la dirección X-X

Espectro E.030 (2014)			Espectro E.030 (2016)		
T	C	ZUSC/R	T	C	ZUSC/R
0.01	2.500	0.1750	0.01	2.500	0.1750
0.02	2.500	0.1750	0.02	2.500	0.1750
0.03	2.500	0.1750	0.03	2.500	0.1750
0.04	2.500	0.1750	0.04	2.500	0.1750
0.05	2.500	0.1750	0.05	2.500	0.1750
0.06	2.500	0.1750	0.06	2.500	0.1750
0.07	2.500	0.1750	0.07	2.500	0.1750
0.08	2.500	0.1750	0.08	2.500	0.1750
0.09	2.500	0.1750	0.09	2.500	0.1750
0.10	2.500	0.1750	0.10	2.500	0.1750
0.20	2.500	0.1750	0.20	2.500	0.1750
0.30	2.500	0.1750	0.30	2.500	0.1750
0.40	2.500	0.1750	0.40	2.500	0.1750
0.50	2.500	0.1750	0.50	2.500	0.1750
0.60	2.500	0.1750	0.60	2.500	0.1750
0.70	2.500	0.1750	0.70	2.500	0.1750
0.80	2.500	0.1750	0.80	2.500	0.1750
0.90	2.500	0.1750	0.90	2.500	0.1750
1.00	2.250	0.1575	1.00	2.500	0.1750
1.10	2.045	0.1432	1.10	2.273	0.1591
1.20	1.875	0.1313	1.20	2.083	0.1458
1.30	1.731	0.1212	1.30	1.923	0.1346
1.40	1.607	0.1125	1.40	1.786	0.1250
1.50	1.500	0.1050	1.50	1.667	0.1167
1.60	1.406	0.0984	1.60	1.563	0.1094
1.70	1.324	0.0926	1.70	1.384	0.0969
1.80	1.250	0.0875	1.80	1.235	0.0864
1.90	1.184	0.0829	1.90	1.108	0.0776
2.00	1.125	0.0788	2.00	1.000	0.0700
3.00	0.750	0.0525	3.00	0.444	0.0311
4.00	0.563	0.0394	4.00	0.250	0.0175
5.00	0.450	0.0315	5.00	0.160	0.0112
6.00	0.375	0.0263	6.00	0.111	0.0078
7.00	0.321	0.0225	7.00	0.082	0.0057
8.00	0.281	0.0197	8.00	0.063	0.0044
9.00	0.250	0.0175	9.00	0.049	0.0035
10.00	0.225	0.0158	10.00	0.040	0.0028

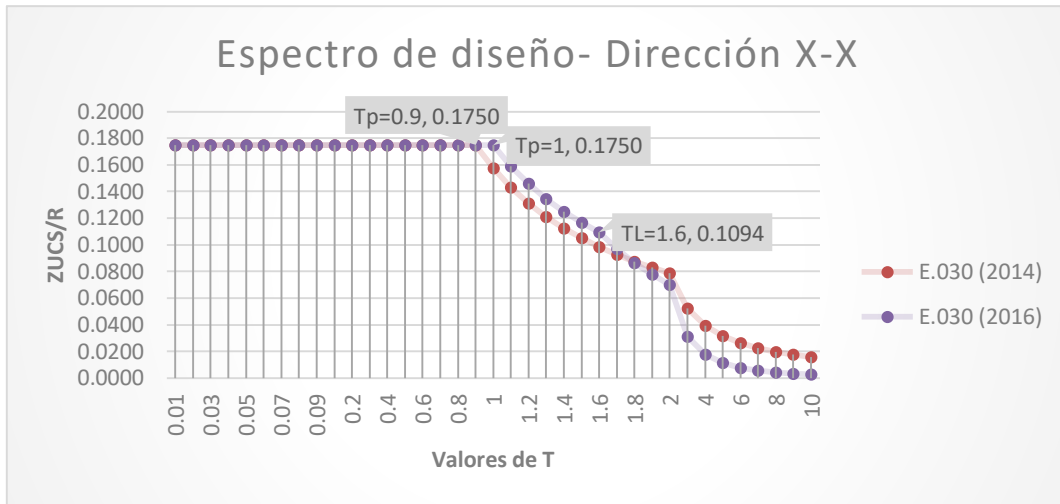
Fuente. Elaboración propia

Tabla 30*Análisis modal espectral para la dirección Y-Y*

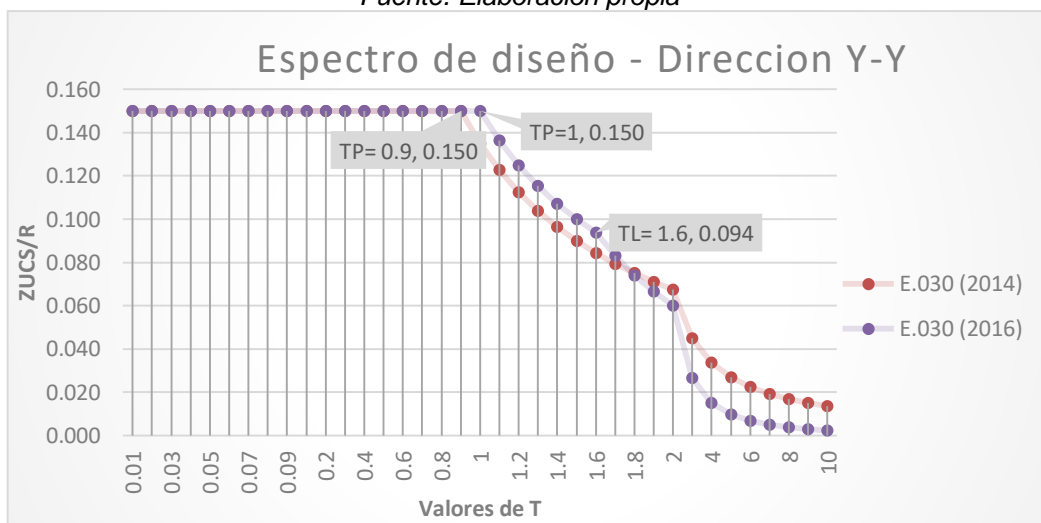
Espectro E.030 (2014)			Espectro E.030 (2016)		
T	C	ZUSC/R	T	C	ZUSC/R
0.01	2.500	0.150	0.01	2.500	0.150
0.02	2.500	0.150	0.02	2.500	0.150
0.03	2.500	0.150	0.03	2.500	0.150
0.04	2.500	0.150	0.04	2.500	0.150
0.05	2.500	0.150	0.05	2.500	0.150
0.06	2.500	0.150	0.06	2.500	0.150
0.07	2.500	0.150	0.07	2.500	0.150
0.08	2.500	0.150	0.08	2.500	0.150
0.09	2.500	0.150	0.09	2.500	0.150
0.10	2.500	0.150	0.10	2.500	0.150
0.20	2.500	0.150	0.20	2.500	0.150
0.30	2.500	0.150	0.30	2.500	0.150
0.40	2.500	0.150	0.40	2.500	0.150
0.50	2.500	0.150	0.50	2.500	0.150
0.60	2.500	0.150	0.60	2.500	0.150
0.70	2.500	0.150	0.70	2.500	0.150
0.80	2.500	0.150	0.80	2.500	0.150
0.90	2.500	0.150	0.90	2.500	0.150
1.00	2.250	0.135	1.00	2.500	0.150
1.10	2.045	0.123	1.10	2.273	0.136
1.20	1.875	0.113	1.20	2.083	0.125
1.30	1.731	0.104	1.30	1.923	0.115
1.40	1.607	0.096	1.40	1.786	0.107
1.50	1.500	0.090	1.50	1.667	0.100
1.60	1.406	0.084	1.60	1.563	0.094
1.70	1.324	0.079	1.70	1.384	0.083
1.80	1.250	0.075	1.80	1.235	0.074
1.90	1.184	0.071	1.90	1.108	0.066
2.00	1.125	0.068	2.00	1.000	0.060
3.00	0.750	0.045	3.00	0.444	0.027
4.00	0.563	0.034	4.00	0.250	0.015
5.00	0.450	0.027	5.00	0.160	0.010
6.00	0.375	0.023	6.00	0.111	0.007
7.00	0.321	0.019	7.00	0.082	0.005
8.00	0.281	0.017	8.00	0.063	0.004
9.00	0.250	0.015	9.00	0.049	0.003
10.00	0.225	0.014	10.00	0.040	0.002

Fuente. Elaboración propia

Seguidamente se muestra la gráfica del espectro de pseudo-aceleraciones para la norma E.030 (2014) para cada dirección X y Y, el cual describe el comportamiento típico frente a las sollicitaciones sísmicas para un suelo tipo S3 en la ciudad de Juliaca.



Gráfica 1. Curva del espectro en el eje X-X
Fuente: *Elaboración propia*



Gráfica 2. Curva del espectro en el eje Y-Y
Fuente: *Elaboración propia*

En la **Gráfica 1** y **Gráfica 2** la aceleración del suelo se mantiene de forma recta y horizontal hasta un periodo $TP=0.90s$ para la norma E.030 (2014), mientras que para la norma E.030 (2016) se mantiene hasta un $TP=1.0$ seg.

También se observa que la aceleración del suelo calculado mediante la N.T. E.030-2016 es mayor hasta un periodo aproximado de $T=1.80$ seg. y mayores a este periodo, la aceleración del suelo de la N.T. E.030-2014 es mayor, debido a los valores del factor de amplificación sísmica “C”, debido a los parámetros sísmicos.

3.7.5.5. Desplazamientos de entrepiso

Según la norma E.030 2014 y 2016, Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis elástico en donde cada una de las sollicitaciones por el sismo se ven reducidas; deberán ser multiplicados por $0.75 * (R)$, y obtener los desplazamientos inelásticos.

Sabiendo que nuestro factor de reducción sísmica es igual a $R = 6$, el eje X-X y $R = 7$ para el eje Y-Y.

$$F_{X-X} = 0.75 * R = 0.75 * 6 = 4.5$$

$$F_{Y-Y} = 0.75 * R = 0.75 * 7 = 5.25$$

En la **Tabla 31** y **Tabla 32**, determinamos las derivas inelásticas que es igual al desplazamiento inelástico entre la altura del entrepiso, y esta a su vez deberán ser menores que 0.007.

Tabla 31

Desplazamiento Laterales en X-X - E.030 2014-2016

Piso	Altura (cm)	Desplaz. Elástico	Desplaz. Inelástico	Deriva Inelástica	Deriva permitida	Obs.
Piso 5	280	0.7471	3.3620	0.00250	0.007	Ok Cumple
Piso 4	280	0.5920	2.6639	0.00260	0.007	Ok Cumple
Piso 3	280	0.4305	1.9374	0.00255	0.007	Ok Cumple
Piso 2	280	0.2725	1.2263	0.00224	0.007	Ok Cumple
Piso 1	475	0.1332	0.5992	0.00126	0.007	Ok Cumple
Base	-	0.0000	0.0000	0.0	-	-

Fuente: Elaboración propia

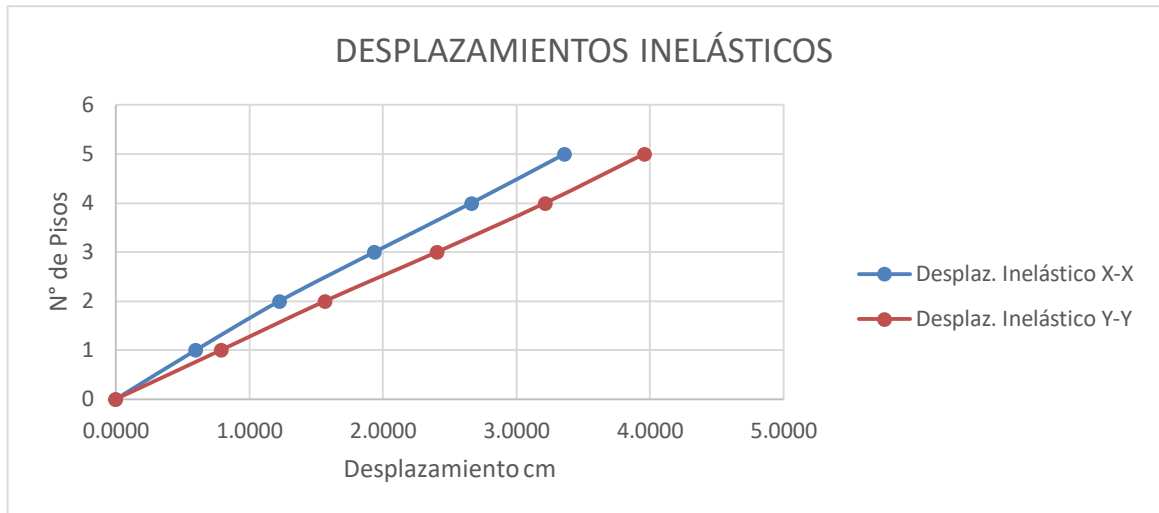
Tabla 32

Desplazamiento Laterales en Y-Y - E.030 2014-2016

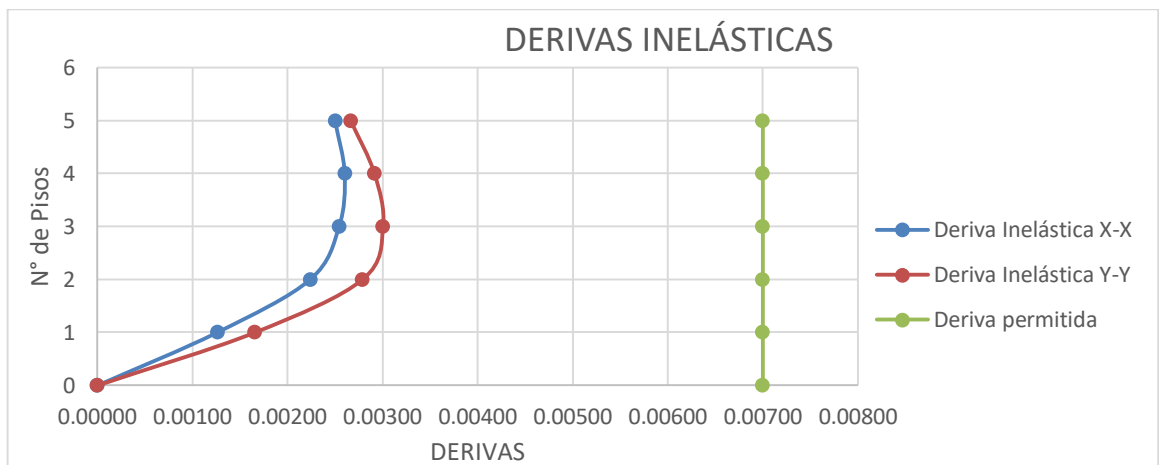
Piso	Altura (cm)	Desplaz. Elástico	Desplaz. Inelástico	Deriva Inelástica	Deriva permitida	Obs.
Piso 5	280	0.7539	3.9578	0.0027	0.007	Ok Cumple
Piso 4	280	0.6128	3.2171	0.0029	0.007	Ok Cumple
Piso 3	280	0.4583	2.4060	0.0030	0.007	Ok Cumple
Piso 2	280	0.2986	1.5677	0.0028	0.007	Ok Cumple
Piso 1	475	0.1500	0.7877	0.0017	0.007	Ok Cumple
Base	-	0.0000	0.0000	0.0	-	-

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en la **Tabla 31**, las derivas en el piso 4 refleja el máximo valor de 0.0026 y la **Tabla 32** las derivas máximas se encuentran en el piso 3 con un valor de 0.0030.



Gráfica 3. Desplazamientos máximos de la edificación - Norma E.030 2014-2016
Fuente: Elaboración propia



Gráfica 4. Derivas máximas de la edificación - Norma E.030 2014-2016
Fuente: Elaboración propia

Como podemos observar en la **Gráfica 4** en ninguno de los pisos supera la deriva máxima de 0.007 que permite la norma E.030 diseño sismorresistente.

3.7.5.6. Fuerza Cortante Mínima.

En la siguiente tabla se muestra la fuerza cortante sísmica obtenida del análisis estático y la cortante sísmica del análisis dinámico.

Tabla 33
Factor de escalamiento para la cortante X-X, Y-Y

Dirección	Fuerza cortante en la base (Estático)	Fuerza cortante en la base (Dinámico)	$0.8 \cdot V_E$	Factor de Escalamiento
X-X	235.54	171.97	188.43	1.096
Y-Y	201.89	148.09	161.52	1.091

Fuente. Elaboración propia

Como nuestro edificio es regular la cortante dinámica tiene que ser mayor que el 80% que la cortante estática, para ello modificaremos el factor de escalamiento en el ETABS.

3.7.5.7. Verificación Sistema Estructural.

En la determinación del tipo de sistema estructural de la edificación según norma E.030 2014-2016, para la dirección X-X, se tomó la distribución de fuerzas cortante en la base "Bottom", en las placas "Pier", P1, P2, P3 y P4 del primer nivel.

Tabla 34

Verificación del Sistema Estructural X-X - E.030, 2014-2016

Story	Pier	Load Case	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Piso 1	P1	SxD Max	Bottom	122.5313	52.0791	0.7075	82.5492	729.1977
Piso 1	P2	SxD Max	Bottom	11.8229	38.293	0.4663	0.5376	1.3889
Piso 1	P3	SxD Max	Bottom	102.3855	24.8605	3.0896	47.4895	65.3559
Piso 1	P4	SxD Max	Bottom	75.6358	29.4889	0.8922	1.3078	1.0739
				144.7215				

Fuente. Etabs V16.2.1

La Fuerza Cortante Total es de 171.97 *Tonf*, la cortante que toman los muros es de 144.72 *Tonf*, entonces el porcentaje que absorben los muros en la base es de 84.15% de la cortante total.

Según la norma E.060 especifica que para un sistema de muros estructurales la resistencia está dada por muros estructurales donde actúa por lo menos el 70% la fuerza cortante en la base, por lo que cumple en esta dirección.

En la determinación del tipo de sistema estructural de la edificación según norma E.030 2014-2016, para la dirección Y-Y, se tomó la distribución de fuerzas cortante en la base "Bottom", en las placas "Pier", P5, P6, P7, P8 Y P9 del primer nivel.

Tabla 35

Verificación del Sistema Estructural Y-Y - E.030 2014-2016

Story	Pier	Load Case	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Piso 1	P5	SyD Max	Bottom	47.1054	25.0475	0.255	0.1752	0.8376
Piso 1	P6	SyD Max	Bottom	56.0345	38.7124	0.1539	0.2038	0.6926
Piso 1	P7	SyD Max	Bottom	38.6422	13.6459	0.6891	1.4671	0.6174
Piso 1	P8	SyD Max	Bottom	16.5393	16.5541	0.8992	3.7442	0.6581
Piso 1	P9	SyD Max	Bottom	27.4973	1.9426	0.3887	0.2498	0.3496
				95.9025				

Fuente. Etabs V16.2.1

La Fuerza Cortante Total es de 148.09 *Tonf*, la cortante que toman los muros es de 95.9025 *Tonf*, entonces el porcentaje que absorben los muros en la base es de 64.76% de la cortante total.

Según la norma E.060 especifica que para un sistema dual la fuerza cortante que toman los muros esta entre el 20% y 70% del cortante en la base del edificio, por lo que cumple en esta dirección.

Podemos concluir que tenemos que para la dirección X-X tenemos un sistema de muros y para la dirección Y-Y tenemos un sistema Dual tipo I.

3.8. Análisis sísmico con interacción suelos estructura

3.8.1. Sistema dual

3.8.2. Análisis dinámico

Existen algunos métodos de Interacción Suelo-Estructura, modelos dinámicos aceptados que, por coeficientes de rigidez, expresan como realmente interactúa el suelo con la edificación; y Según Villarreal, (2017) “Recomienda el uso y aplicación del modelo dinámico Norma Rusa por ser el que mejor se ajusta a la realidad peruana, para el caso de interacción suelo platea superestructura”; por lo tanto, se desarrollará con el modelo dinámico NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.

Entonces al modelo empotrado se le asigno los coeficientes de flexibilidad en la base de acuerdo a la Norma Rusa Snip 2.02.05.87.

3.8.3. Características dinámicas del suelo de fundación

Tipo de suelos	Arcillosas inorgánicas de mediana a alta Compacidad
Clasificación (SUCS)	CL
Módulo de elasticidad del suelo	E 20MPa
Capacidad del suelo	1.218 kg/cm

3.8.4. Modelamiento dinámico NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Para definir los resortes en la cimentación, para la interacción suelo estructura, se tiene que calcular previamente los coeficientes de rigidez, y los coeficientes de compresión elástica no uniforme para cada dirección, por área asignada.

Para nuestro modelo de interacción suelo estructura se ha dividido la cimentación en 9 áreas, las cuales se ven a continuación.

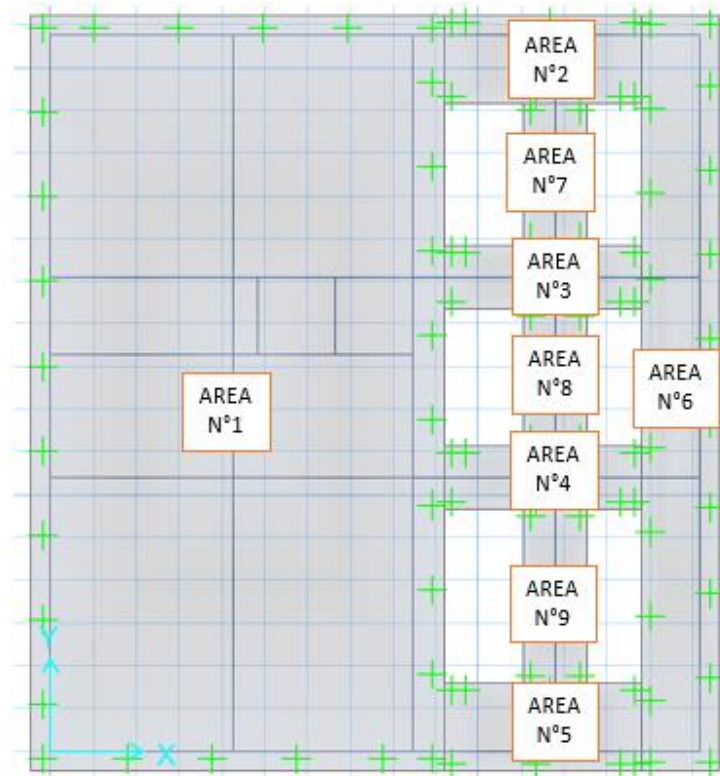


Figura 22. Áreas para asignar los coeficientes de Flexibilidad en la base
Fuente: Safe V 2016

Área 01

Longitud en dirección "x" de la platea de cimentación (a) = 9.15m

Longitud en dirección "y" de la platea de cimentación (b) =16.90 m

Altura de la platea de cimentación (h) = 0.70 m

Área de la platea de cimentación (A) = a * b=154.635 m²

Módulo de elasticidad de la base de fundación (E) =203.943 kg/cm²

Coefficiente de corrección de unidad de medida (bo) =1.2 m⁻¹

$$A_{10} = 10 \text{ m}^2.$$

En primer lugar, calcularemos el coeficiente de compresión elástica uniforme de la **Ecuación 2-6**.

$$C_z = b_o * E * \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) = 1.2 * 2039.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \left(1 + \sqrt{\frac{10 \text{ m}^2}{154.635 \text{ m}^2}} \right) = 3069.672 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Luego, se determina los coeficientes de desplazamiento elásticos uniformes en “X” e “Y”, compresión elástica no uniforme en “X” e “Y” y desplazamientos elásticos no uniforme, respectivamente.

$$C_x = C_y = 0.70 * C_z = 0.70 * 3069.672 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} = 2148.77 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2 * C_z = 2 * 3069.672 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} = 6139.343 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\psi z} = C_z = 3069.672 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Calcularemos los coeficientes de rigidez traslacionales a lo largo del eje “X”, “Y” e “Z”

$$K_x = K_y = C_x * a * b = 2148.77 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 9.15 \text{ m} * 16.90 \text{ m} = 332275.082 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_z = C_{\psi z} * a * b = 3069.672 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * 9.15 \text{ m} * 16.90 \text{ m} = 474678.689 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calcularemos los coeficientes de rigidez rotacionales a lo largo del eje “X”, “Y” e “Z”

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} * I_x = 6139.343 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * \frac{9.15 \text{ m} * 16.90 \text{ m}^3}{12} = 22595496.74 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} * I_y = 6139.343 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * \frac{16.90 \text{ m} * 9.15 \text{ m}^3}{12} = 6623547.76 \text{ tonf} * \text{m}$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} * (I_x + I_y) = 3069.672 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} * (3680.44 + 1078.87) = 14609522.25 \text{ tonf} * \text{m}$$

En la siguiente tabla se muestran los coeficientes de rigidez para cada área definida en la Figura N°23, con el modelo dinámico NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.

Tabla 36

Coefficients de rigidez con el modelo dinámico norma rusa

Platea	Kx (tonf/m)	Ky (tonf/m)	Kz (tonf/m)	Kφx (tonf.m)	Kφy (tonf.m)	Kφz (tonf.m)
A1	332275.082	332275.082	474678.689	22595496.74	6623547.76	14609522.25
A2	27088.404	27088.404	38697.72	16511.027	133523.259	75017.143
A3	25844.787	25844.787	36921.124	13845.421	127393.261	70619.341
A4	25844.787	25844.787	36921.124	13845.421	127393.261	70619.341
A5	27088.404	27088.404	38697.72	16511.027	133523.259	75017.143
A6	74493.183	74493.183	106418.833	5065713.832	45405.369	2555559.6
A7	20686.538	20686.538	29552.197	58624.17	10355.582	34489.876
A8	19618.267	19618.267	28026.095	47831.203	9820.811	28826.007
A9	23801.869	23801.869	34002.67	99967.85	11915.102	55941.476

Fuente: Elaboración propia

Luego de haber calculado los coeficientes de rigidez para cada una de las áreas, ingresamos en el programa Etabs.

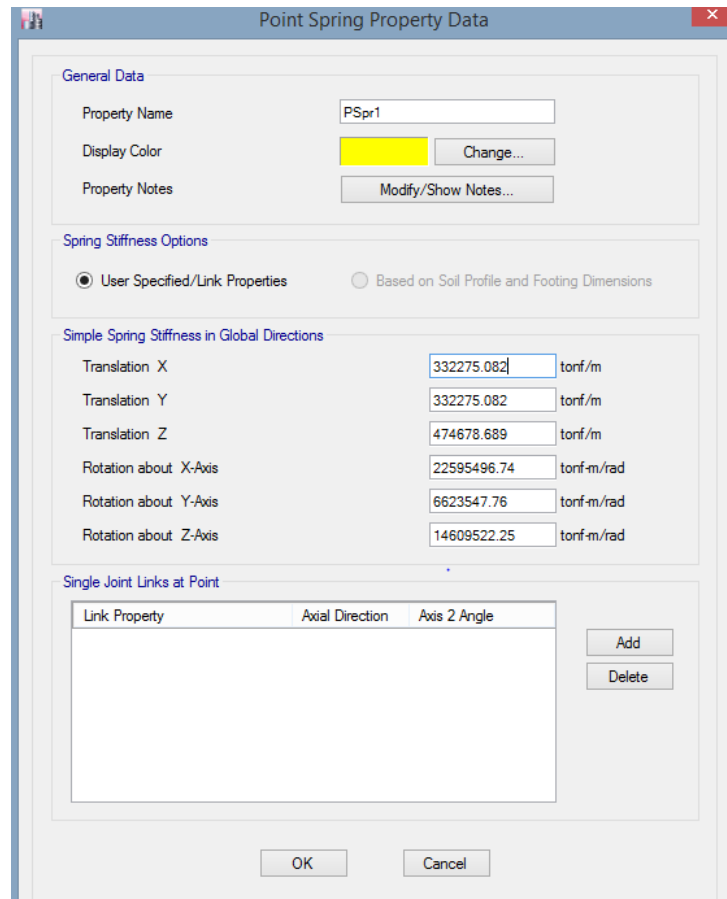


Figura 23. Coeficientes de rigidez, traslación y rotación.

Fuente: Etabs V16.2.1.

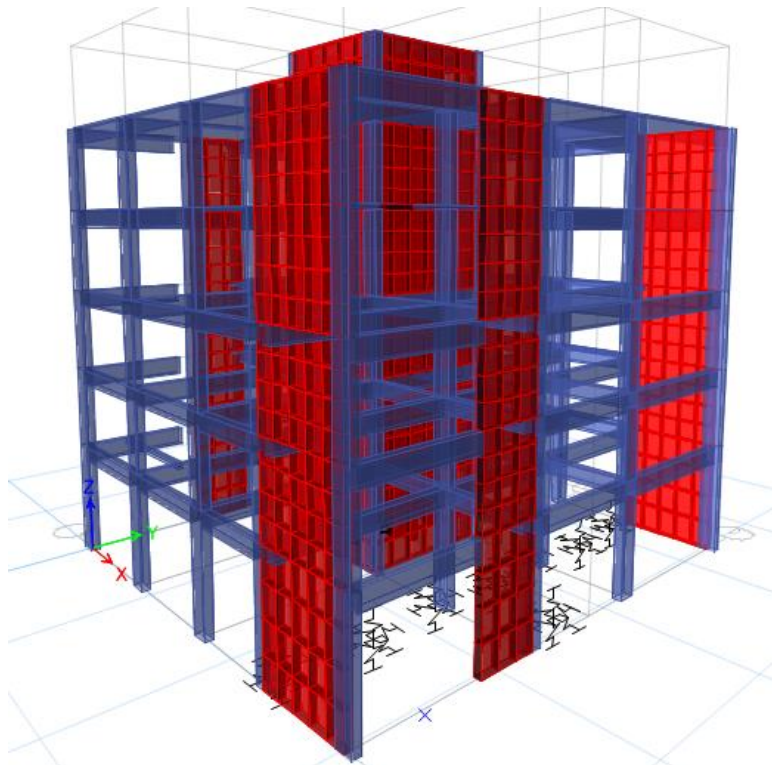


Figura 24. Modelo dinámico con coeficientes de rigidez, vista 3D.

Fuente: Etabs V16.2.1.

3.8.5. Resultados de la interacción suelo estructura

Los resultados del análisis dinámico con interacción suelo estructura, desarrollado con el programa informático EtabsV16.2.1, se encuentran dentro de los parámetros que especifica la norma E.030. Las mismas que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 37

Derivas máximas con interacción suelo estructura – Dirección X-X

Piso	Altura (cm)	Desplaz. Elástico	Desplaz. Inelástico	Deriva Inelástica	Deriva permitida	Obs.
Piso 5	280	1.582	8.307	0.0049	0.007	Ok Cumple
Piso 4	280	1.320	6.930	0.0051	0.007	Ok Cumple
Piso 3	280	1.047	5.495	0.0053	0.007	Ok Cumple
Piso 2	280	0.766	4.021	0.0053	0.007	Ok Cumple
Piso 1	465	0.485	2.546	0.0048	0.007	Ok Cumple
Base	-	0.066	0.345	-	-	-

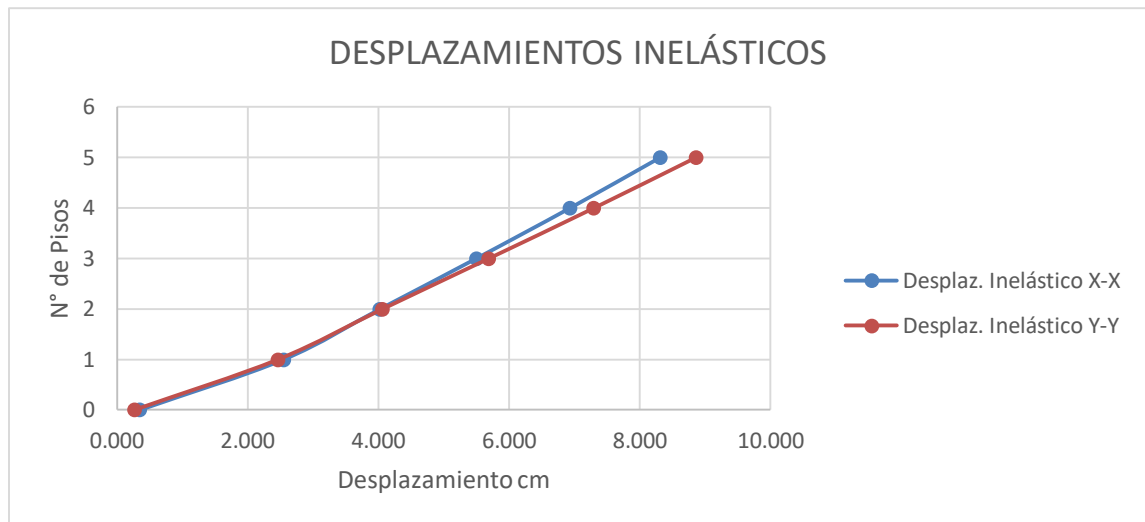
Fuente: Elaboración propia

Tabla 38

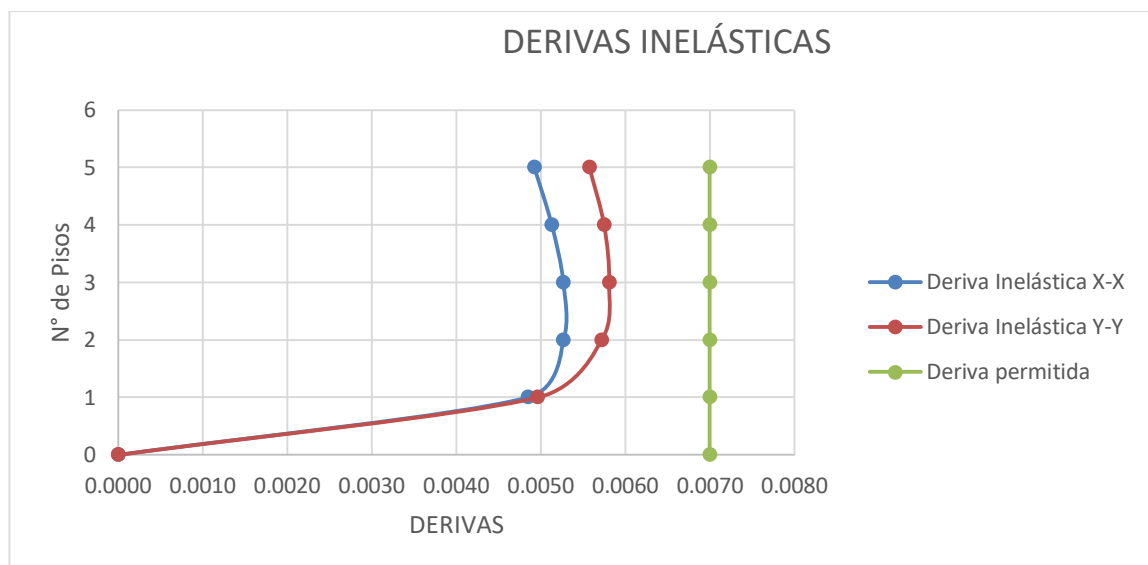
Derivas máximas con interacción suelo estructura – Dirección Y-Y

Piso	Altura (cm)	Desplaz. Elástico	Desplaz. Inelástico	Deriva Inelástica	Deriva permitida	Obs.
Piso 5	280	1.687	8.855	0.0056	0.007	Ok Cumple
Piso 4	280	1.390	7.295	0.0058	0.007	Ok Cumple
Piso 3	280	1.083	5.687	0.0058	0.007	Ok Cumple
Piso 2	280	0.774	4.063	0.0057	0.007	Ok Cumple
Piso 1	465	0.469	2.462	0.0050	0.007	Ok Cumple
Base	-	0.050	0.264	-	-	-

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 5. Desplazamientos máximos con modelo dinámico de la norma rusa
Fuente: Elaboración propia



Gráfica 6. Derivas máximas con modelo dinámico de la norma rusa
Fuente: Elaboración propia

3.9. Diseño en concreto armado

3.9.1. Fundamentos del diseño en concreto armado

El presente proyecto fue diseñado para que cada uno de los elementos estructurales puedan resistir cada una de las solicitaciones de carga, tanto para flexión corte y compresión.

Cabe resaltar que para determinar la carga ultima se utilizaron las combinaciones de carga muerta, carga viva, carga de sismo y carga de viento según lo estipulado por la NTE E.060 art. 9.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 39

Combinaciones de cargas para el diseño en concreto armado

Combinaciones de Carga	
R1	1.4D + 1.7L
R2	1.25D + 1.25L + 1 S x D
R3	1.25D + 1.25L - 1 S x D
R4	1.25D + 1.25L + 1 S y D
R5	1.25D + 1.25L - 1 S y D
R6	0.9D + 1SxD
R7	0.9D - 1SxD
R8	0.9D + 1SyD
R9	0.9D - 1SyD
Envolvente	R1, R2, R3, R4, R5, R6, R7, R8 Y R9

Fuente. Elaboración propia

La metodología que se usó para el diseño es que todos los elementos vigas, columnas y muros deben resistir en todas sus secciones la resistencia de diseño (ϕR_n) o por lo menos iguales a las resistencias que cada uno de estos requieran (R_u) ya que será diseñados con la envolvente de las cargas aplicadas.

3.9.1.1. Condiciones para el diseño

Para el diseño se usó la norma E.060 diseño en Concreto Armado, así como también la norma del ACI.

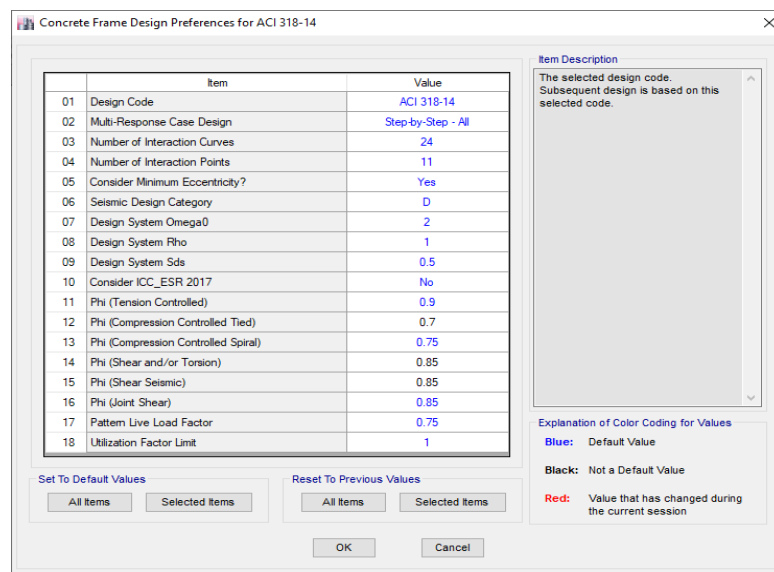


Figura 25. Concrete Frame Design Preferences
Fuente. Elaboración propia

3.9.2. Diseño de vigas

Para el diseño de vigas se tomarán los resultados de diseño proporcionados por el programa Etabs 2016 y su comprobación se hará usando hojas de cálculo en Excel. Se han creado las combinaciones de carga de acuerdo lo estipulado por la NTE E.060 Art. 9.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones se evalúan los efectos máximos en la viga con una combinación envolvente.

Como se mencionó anteriormente, la viga se diseñará como un elemento de pórtico especial resistente a sismos, por lo que se debe de cumplir con las condiciones de la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones - capítulo 21. Las variaciones adicionales al diseño es considerar en las caras columna-viga momentos positivos mínimos iguales a un tercio o un medio del momento negativo actuante dependiendo del sistema estructural, así como en el resto de vanos la resistencia a momento mínimo será igual a un cuarto del momento en los nudos.

3.9.2.1. Diseño por flexión

Se diseñará la viga de sección de 0.30 x 0.60 que se encuentra en el eje B-B/(3-4) pórtico VI, ubicada en el primer piso. Debido que las vigas tienen un desempeño sísmico la carga axial son bajas por lo tanto se considerara P_u igual a 0, por lo que cumple con la siguiente expresión:

$$P_u < 0.1 * f'c * A_g$$

El acero por flexión depende del momento que se esté produciendo en la viga.

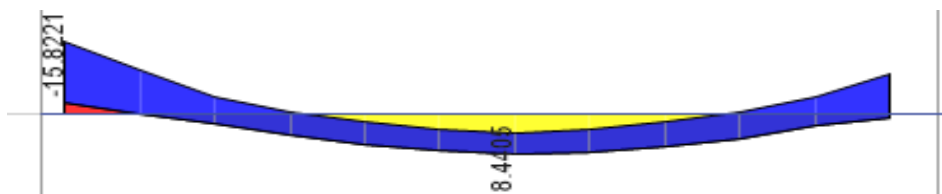


Figura 26. Diseño por flexión de la viga 30x60
Fuente. Etabs V16.2.1.

Visualizamos los datos que Etabs que nos calculó para el diseño por flexión, de la viga 30x60 que es la viga a diseñar.

Tabla 40*Resumen de diseño por flexión de la viga 30x60*

Story	Sección	Ubicación	(-) Momento (ton.m)	As Top (cm2)	(+) Momento (ton.m)	As Bot (cm2)
Piso 1	Viga 30x60	Inicio	15.82	8.20	2.48	1.22
Piso 1	Viga 30x60	Medio	3.86	1.91	8.44	4.25
Piso 1	Viga 30x60	Final	8.93	4.50	0.66	0.32

Fuente. Etabs V16.2.1.

Esta tabla nos proporciona el área de acero requerida por flexión en inicio, medio y final de la distancia de la viga. Considerando que la longitud libre de la viga es de 5.20 metros.

En la siguiente tabla detallaremos el acero propuesto de acuerdo al acero requerido por flexión.

Tabla 41*Acero propuesto positivo y negativo para la viga 30x60*

Dist. (cm)	As (-) requerid. cm ²	Barras (-) propuesto	As (-) propuesto cm ²	As (+) requerido cm	Barras (+) propuesto	As (+) propuesto cm ²
15	8.20	4 Ø 5/8"+1 1/2"	9.19	1.22	2 Ø 5/8"	3.96
260	1.91	2 Ø 5/8"	3.96	4.30	2 Ø 5/8"+1 Ø 1/2"	5.25
535	4.50	2 Ø 5/8"+1 1/2"	5.25	0.32	2 Ø 5/8"	3.96

Fuente. Elaboración propia

Debemos verificar que el acero calculado cumpla con el acero máximo y mínimo estipulado en la norma E.060, y como sabemos se analizará para un $f_c = 210\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ y la sección de la viga es de 30 x 60.

Trabajaremos con estribos de 3/8" (0.95 cm) y el acero longitudinal que usaremos es de 5/8" (1.59 cm) entonces el peralte efectivo será: $d = 60\text{cm} - (4 + 0.95 + 1.95/2) = 54.08\text{ cm}$.

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2}}{4200\text{kg/cm}^2} = 0.0024$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 0.0024 * 30 * 54.08 = 3.89\text{ cm}^2$$

Para obtener el acero máximo se tendrá que calcular la cuantía balanceada ya que esta depende de la deformación del concreto cuando este llega a su punto máximo juntamente con el acero. Según la norma E.060, menciona que el acero en tracción no deberá exceder de $0.75A_{sb}$.

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu} * E_{cu}}{\epsilon_{cu} * E_{cu} + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * \frac{210kg}{cm^2} * 0.85}{4200kg/cm^2} * \frac{0.003 * \frac{2100000kg}{cm^2}}{0.003 * 2100000 + \frac{4200kg}{cm^2}} = 0.02167$$

$$As_{max} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

$$As_{max} = 0.75 * 0.02167 * 30 * 54.08 = 26.36 \text{ cm}^2$$

Un buen diseño estructural debe siempre verificar que en cualquier diseño de un elemento estructural asegure que el elemento falle por ductilidad, para nuestro caso se puede observar que nuestra cuanta de diseño es mayor que el As_{min} y menor que el As_{max} por lo que está asegurando que en la viga se producirá una falla dúctil.

$$As_{min} < As < As_{max}$$

$$3.89 \text{ cm}^2 < 9.21 \text{ cm}^2 < 26.36 \text{ cm}^2$$

Se colocará un bastón, que reforzará el acero negativo en el apoyo izquierdo este será de 5/8" de diámetro.

3.9.2.1.1. Longitud de desarrollo

Longitud de desarrollo de barras a tracción se calculará con la siguiente formula.

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{2.6 \sqrt{f'c}} \right) d_b$$

Mediante la Tabla N°12.2 de la norma E.060 Concreto Armado tomaremos los siguientes factores de modificación de las longitudes de desarrollo.

Tabla 42

Factores para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras a tracción.

FACTOR	CONDICIONES	VALOR
ψ_t	Barras superiores.	1.3
	Otras barras	1
ψ_e	Barras sin tratamiento superficial	1
λ	Concreto de peso normal.	1
$f'c$	Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
f_y	Fluencia del acero	4200 kg/cm ²
d_d	Doblado de varilla 5/8"	1.58 cm

Fuente: Elaboración propia

Reemplazamos los valores obtenidos en la fórmula tanto para barras superiores como inferiores, para lo cual tendremos los siguientes valores.

Barras Superiores

$$l_d = \left(\frac{4200 \text{ kg/cm}^2 * 1.3 * 1 * 1}{2.6 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}} \right) * 1.58 \text{ cm} = 72.40 \text{ cm}$$

Barras Inferiores

$$l_d = \left(\frac{4200 * 1 * 1 * 1}{2.6 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}} \right) * 1.58 \text{ cm} = 55.70 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo superior es de 75 cm (Redondeando) y la inferior es de 60 cm (Redondeando).

Para el Portico VI, Viga 30x60, ejes B-B/3-4, en toda la longitud de la viga se ha propuesto 2Ø5/8" negativo, además en la estación inicial se ha propuesto bastones de 2 Ø5/8"+ 1Ø1/2", para satisfacer el acero requerido, entonces nos disponemos a calcular la distancia de dichos bastones.

Primeramente, calcularemos el momento resistente bajo las dos varillas de acero colocadas en la distancia media y saber hasta dónde abastece el área de acero de 2Ø5/8".

$$M_R = 3.96 * 0.9 * 4200 * \left(54.26 - \frac{3.96 * 4200}{2 * 0.85 * 30 * 210} \right) * 10^{-5} = 7.89 \text{ tn} - \text{m}$$

Obtenido el valor de 7.89 tn-m podemos revisar en nuestro diagrama de momentos de dicho tramo, hasta qué longitud requiere el bastón de 5/8" que le estamos considerando.

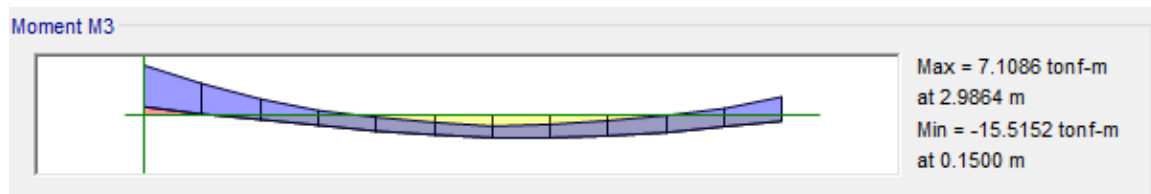


Figura 27. Diagrama De Momentos Del Tramo A-B
Fuente. Elaboración Propia

En el diagrama de momentos podemos verificar que el momento negativo en el tramo inicial es de -15.52 ton-m, por lo tanto, se le añadió bastón de 2 Ø5/8"+ 1Ø1/2" para que cumpla la solicitud requerida.

Se procede a buscar el momento de 7.89 tn-m a una determinada distancia.

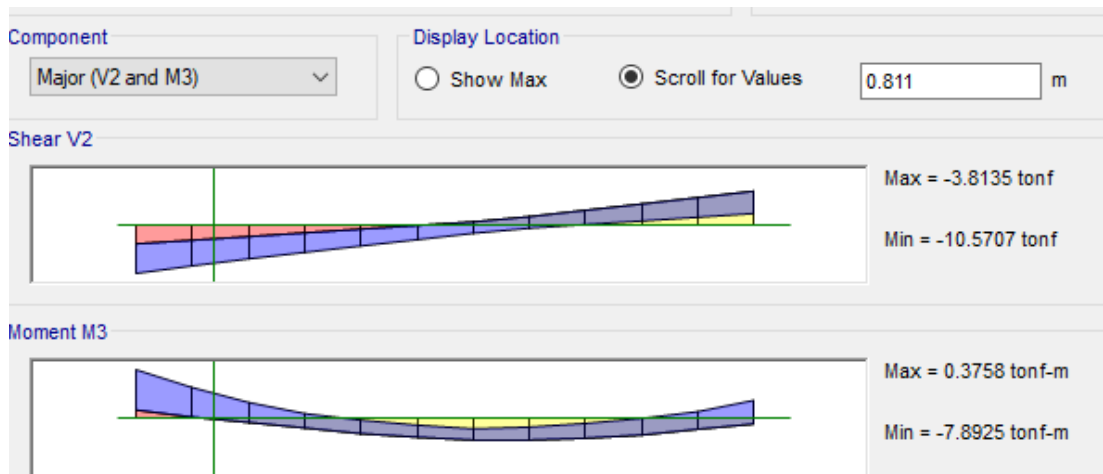


Figura 28. Diagrama de momento de la viga 30*60
Fuente. Elaboración propia

A la longitud de 81 cm se encontró el momento resistente por lo que el bastón solo será necesario hasta esa distancia.

Según la norma E.060 menciona que el refuerzo se debe extender una distancia de “d” o “12 db” (la que sea mayor) después del punto teórico de corte, siendo la longitud del bastón desde la cara del nudo hasta donde termina mayor a l_d . El diámetro de la barra es de 5/8” (1.59 cm).

Peralte Efectivo (d): 54.26 cm

12 db: $12 \cdot 1.59 \text{ cm} = 19.08 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo 5/8” (l_d)= 75.00 cm

Punto Teórico: 81 cm

$$l_d < 81.0 \text{ cm} + 54.26 \text{ cm}$$

$75.00 \text{ cm} < 135.26 \text{ cm} \cong 140 \text{ cm}$ **Cumple**

Se cumple lo que indica el reglamento que la longitud del refuerzo del bastón tiene que ser mayor a l_d , por lo tanto, se considerará una longitud de corte de 140 cm.

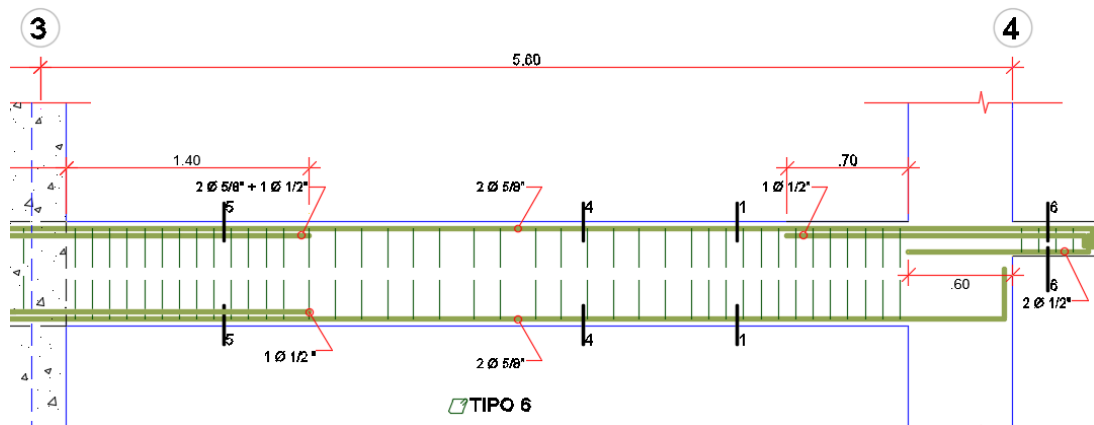


Figura 29. Longitud de desarrollo del bastón Portico II Viga 30*50
Fuente. Elaboración propia

3.9.2.1.2. Verificación del refuerzo

Se debe llevar a cabo la verificación para que el refuerzo que se va a utilizar sea superior al momento de agrietamiento. El centroide en "Y" es $C_y = 30 \text{ cm}$ y el momento de inercia bruta $I_g = 540,000.00 \text{ cm}^4$.

Debido a que la viga tiene una sección simétrica el momento de agrietamiento será el mismo en toda la sección de la viga, tanto superior como inferior.

$$f_r = 2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{28.98 \text{ kg/cm}^2 * 540,000.00 \text{ cm}^4}{30 \text{ cm}} = 521,640.00 \text{ kg/cm}$$

$$M_{cr} = 5.22 \text{ Ton} - \text{m}$$

En la viga 30x60, tenemos dos tipos de secciones, y para cada una de ellas sus momentos resistentes.

El momento resistente para la sección inicial en el lado izquierdo es:

$$\phi M_{n.ex} = 0.9 * \phi * f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) + \phi A' s f_y (d - d')$$

$$\phi M_{n.ex} = 0.9 * 0.85 * \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 1.58 \text{ cm} * 30 \text{ cm} * (53.47 \text{ cm}) + 0.9 * (5.23 \text{ cm}^2) * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (48.52 \text{ cm})$$

$$\phi M_{n.ex} = 1'366,375.18 \text{ kg} - \text{cm} = 13.66 \text{ ton} - \text{m}$$

El momento de diseño para el resto de la viga será:

$$\phi M_n = 0.9 * (5.23 \text{ cm}^2) * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (54.26 \text{ cm} - \frac{5.23 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm}})$$

$$\phi M_n = 991,594.34 \text{ kg} - \text{cm} = 9.91 \text{ ton} - \text{m}$$

Seguidamente comprobamos que el 1.2 veces el momento de agrietamiento tienen que ser menor que el momento resistente en los extremos.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 * M_{cr} = 1.2 * 5.22 \text{ ton} - \text{m} = 6.264 \text{ ton} - \text{m}$$

$$13.66 \text{ ton} - \text{m} \geq 6.264 \text{ ton} - \text{m}; \quad 9.91 \text{ ton} - \text{m} \geq 6.264 \text{ ton} - \text{m}$$

Finalmente verificamos que cumple con las condiciones establecidas por la norma.

3.9.2.2. Diseño por corte

Para el diseño por corte, se extraerá del programa Etabs el área de acero por cortante (Ast) y espaciamiento (s).

Tabla 43

Datos de acero por corte de la viga 30x50

Piso	Sección	Estación(m)	As Corte (cm ² /m)
Piso 1	Viga 30x60	0.15	5.51
Piso 1	Viga 30x60	2.50	1.5
Piso 1	Viga 30x60	5.35	4.01

Fuente. Elaboración propia

Los cuales se calcularon para resistir el cortante de diseño (Vu2) mostrado en la siguiente tabla, que se extrajo del programa Etabs.

Tabla 44

Cortantes de diseño de la viga 30x60- Etabs

Factored Vu2 (ton)	Factored Mu3 (ton.m)	Desing Vu2 (ton)	Capacity Vp (ton)	Gravity Vg (ton)
15.51	2.48	21.23	5.73	15.51

Fuente. Etabs V16.2.1

3.9.2.2.1. Estribos en zona de confinamiento

Seguidamente calculamos los estribos en zona de confinamiento, y esta abarca desde la cara del nodo y se extiende hasta una distancia de 2 veces la altura de la viga,

ambos extremos. una longitud de: $2 * h = 2 * 60 = 120 \text{ cm}$, en este caso utilizaremos estribos de estribos de 3/8" en dos ramas ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$).

En zona de confinamiento trabajaremos con el mayor valor entre la estación 15 cm y estación 535 cm, entonces utilizaremos $5.51 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$s = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{0.0551 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 25.77 \text{ cm}$$

Según el R.N.E. 0.60 menciona que el espaciamiento de los estribos cerrados en la zona de confinamiento no debe exceder de:

$$(a) \frac{d}{4} = \frac{54.26 \text{ cm}}{4} = 13.57 \text{ cm}$$

$$(b) 10 * db_l = 10 * \left(\frac{5}{8} * 2.54 \text{ cm}\right) = 15.88 \text{ cm}$$

$$(c) 24 * db_e = 24 * \left(\frac{3}{8} * 2.54 \text{ cm}\right) = 22.86 \text{ cm}$$

$$(d) 30 \text{ cm}$$

Debido a que el menor es 13.57 cm, utilizaremos 10 cm como espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento.

La cantidad de estribos que se colocaran en la zona de confinamiento será:

$$N_e = \frac{2 * h}{s} = \frac{2 * 60}{10} = 12$$

Tendremos 12 estribos a 10 cm para la zona de confinamiento.

3.9.2.2.2. Estribos fuera de la zona de confinamiento

Para el acero en refuerzo de esta zona, hallaremos el área de acero a partir de la distancia $2h$, es decir 100 cm, para ambos extremos

$$\text{Estación 1} = 0.15 + 2 * 0.60 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Estación 2} = 4.85 - 2 * 0.60 \text{ m} = 3.65 \text{ m}$$

En la estación 1.35 m tendrá un área de acero menor que la estación 2 entonces se utilizará el mayor para este caso $5.51 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$S_{cat} = \frac{1.42cm^2}{0.0551cm^2/cm} = 25.77 cm$$

Para calcular el espaciamiento mínimo fuera de la zona de confinamiento utilizaremos las siguientes formula:

$$S_{max} > S_{cat}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{54.26}{2} = 27.13 cm > 25.77 cm \approx 20 cm$$

El espaciamiento que se usará fuera del área de confinamiento será de 20 cm.

Entonces se usarán estribos de 3/8" espaciados de la siguiente forma: 1 @ 0,05, 12 @ 0.10, Rto. @ 0.20 cm.

3.9.3. Diseño de columnas

Para el diseño de la columna tomaremos como referencia el eje C-C / eje 4-4 (Columna C1) la columna tiene como dimensiones 30 x 60 cm. El programa ETABS nos facilita hallar el $P_u = 90.53 Ton$ este es el valor máximo obtenido de las combinaciones en este caso la envolvente.

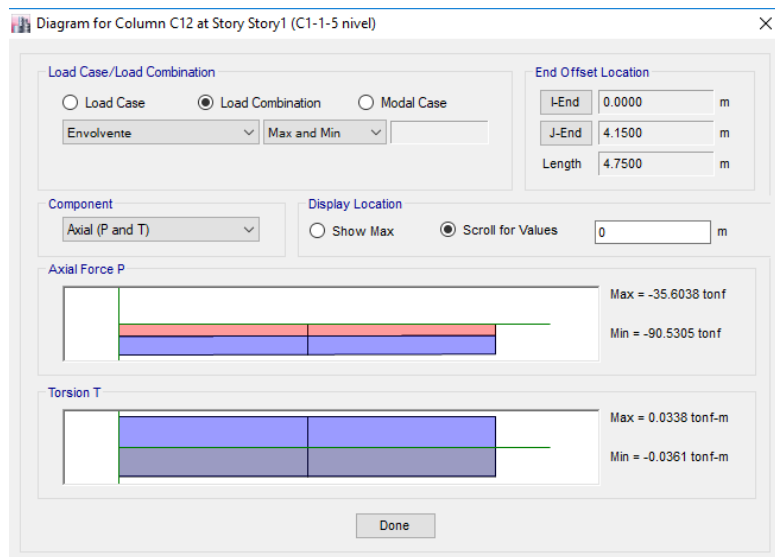


Figura 30. Valores de fuerza axial de la columna C2
Fuente: Etabs V16.2.1.

La norma nos indica que el peso o carga ultima sobre la columna debe ser mayor al área bruta de la columna multiplicado con el F'_c del concreto y por un factor de 0.1, entonces tendremos.

$$P_u > 0.1 * f'c * A_g$$

$$90530.00 \text{ kg} > 0.1 * \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * (30 \text{ cm} * 60 \text{ cm}) = 37,800.00 \text{ kg} \quad \text{OK, CUMPLE}$$

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

3.9.3.1. Efectos de esbeltez en elementos a compresión

Para las modificaciones de momentos de segundo orden en columnas esbeltas dependerá de verificación de arriostramiento. Por otro lado, si la columna se clasifica como columna corta según la norma E.060 se puede desprestigiar los efectos de esbeltez

3.9.3.1.1. Verificación de arriostramiento

Según la norma E.060, se permite suponer como sistema arriostrado cuando el índice de estabilidad del entrepiso sea menor o igual a 0.06.

$$Q = \frac{(\sum P_u) * \Delta O}{V_{us} * h_e} < 0.06$$

Según la norma E.060, el P_u en la carga viva y carga muerta amplificada acumulada; y la deformación ΔO es el desplazamiento relativo de entrepiso inelástico, entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, el V_u viene a ser la fuerza cortante amplificada en el entrepiso; h_e es la altura de entrepiso. En las siguientes tablas se muestran cada uno de los valores que serán necesarios para calcular la estabilidad, en cada dirección.

Tabla 45

Valores de estabilidad del entrepiso en el eje x

N° pisos	He	Pu Kg	$\Delta x \text{ cm}$	Vx (kg)	Q	Q REDONDEAD O	<0.06
piso 5	280	15.43	4.20	64.80	0.0036	0.01	OK
piso 4	280	33.20	4.37	113.13	0.0046	0.01	OK
piso 3	280	51.30	4.28	147.88	0.0053	0.01	OK
piso 2	280	69.96	3.77	172.39	0.0055	0.01	OK
piso 1	475	90.53	3.60	188.32	0.0036	0.01	OK

Fuente. Elaboración propia

Tabla 46*Valores de estabilidad del entrepiso en el eje Y*

N° pisos	He	Pu	Δy cm	Vy (kg)	Q	Q REDONDEAD O	<0.06
piso 5	280	15.43	4.47	53.67	0.0046	0.01	OK
piso 4	280	33.20	4.90	95.41	0.0061	0.01	OK
piso 3	280	51.30	5.05	126.01	0.0073	0.01	OK
piso 2	280	69.96	4.69	147.67	0.0079	0.01	OK
piso 1	475	90.53	4.73	161.39	0.0056	0.01	OK

Fuente. Elaboración propia

Como se puede observar los valores que nos da Q, son menores a 0.06, por lo tanto, las columnas serán analizadas sin desplazamiento lateral, es decir es un sistema arriostrado tanto para el eje X y Y.

Tabla 47*Verificación de arriostramiento en el eje X y Y*

N° Pisos	EN EJE X	EN EJE Y
1 ^a	Sistema arriostrado	Sistema arriostrado
2 ^a	Sistema arriostrado	Sistema arriostrado
3 ^a	Sistema arriostrado	Sistema arriostrado
4 ^a	Sistema arriostrado	Sistema arriostrado
5 ^a	Sistema arriostrado	Sistema arriostrado

Fuente. Elaboración propia

3.9.3.1.2. Verificación de efectos de esbeltez

Para estructuras sin desplazamientos (sistema arriostrado), no se considera efectos de esbeltez en columnas si satisface la siguiente **Ecuación 2-31**; y según la norma para estructuras sin desplazamientos se tomará el valor de $k = 1$.

Para l_u se considera la luz libre del elemento, y este intercepta en x con una viga con peralte de 60 cm, y en la dirección "y" con una viga de peralte de 55cm, entonces tenemos:

$$L_{ux} = 4.75m - 0.60 m = 4.15 m \quad ; \quad L_{uy} = 4.75m - 0.55 m = 4.20 m$$

Calcularemos el radio de giro para la sección de la columna 30x60, para ambas direcciones.

$$r_x = 0.30 \times 0.30 = 0.09m \quad ; \quad r_y = 0.30 \times 0.60 = 0.18 m$$

Calcularemos la relación de esbeltez para ambas direcciones:

$$\frac{k * lu_x}{r_x} = \frac{1 * 4.75 \text{ m}}{0.09 \text{ m}} = 52.78 \text{ m}$$

$$\frac{k * lu_y}{r_y} = \frac{1 * 4.75 \text{ m}}{0.18 \text{ m}} = 26.39 \text{ m}$$

- **Relación de esbeltez para columnas arriostradas para el eje X**

$$\frac{k * lu_x}{r_x} < 34 - 12 * \left(\frac{M1x}{M2x} \right)$$

$$34 - 12 * \left(\frac{3730.32 \text{ kg} - \text{m}}{2863.73 \text{ kg} - \text{m}} \right) = 18.36$$

$$18.36 < 52.78$$

Como se puede observar el índice de esbeltez de la columna supera el límite de esbeltez en X, nuestra columna es esbelta para la dirección en X.

- **Relación de esbeltez para columnas arriostradas para el eje Y**

$$\frac{k * lu_y}{r_y} < 34 - 12 * \left(\frac{M1y}{M2y} \right)$$

$$34 - 12 * \left(\frac{1245.05 \text{ kg} - \text{m}}{1060.06 \text{ kg} - \text{m}} \right) = 20.02$$

$$20.02 < 26.39$$

Como podemos observar para la dirección en y nuestra relación de esbeltez de la columna sobrepasa el límite de esbeltez en Y por lo tanto es esbelta en Y. en conclusión tendremos una columna esbelta en la dirección X y Y; la misma que se diseñara para que soporte los momentos magnificados equivalentes a un análisis de segundo orden.

3.9.3.1.3. Momentos magnificados

Se deberá amplificar las cargas y el momento último para la dirección "X", estas deberán diseñarse con la siguiente amplificación de fuerza y momento.

En primer calcularemos el factor que relaciona el diafragma real de momentos versus un diagrama de momentos uniforme (Cm), con la fórmula para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos:

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right) = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{3730.32 \text{ kg} \cdot \text{m}}{2863.73 \text{ kg} \cdot \text{m}} \right) = 1.12 \geq 0.40$$

Luego se calculará el valor de la carga crítica de pandeo (P_c) que esta dado por las siguientes fórmulas, donde el valor de βd varia de 0.5 a 0.6 en estructuras convencionales, utilizaremos 0.6.

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2}$$

$$EI = \frac{0.4 * E_c * I_{g_x}}{1 + \beta d} = \frac{0.4 * 15000 * \sqrt{\frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{30 * 60^3}{12}}{1 + 0.6} = 2.9345 * 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(k * l_{u_x})^2} = \frac{\pi^2 * 2.9345 * 10^{10} \text{ kg/cm}^2}{(1 * 475 \text{ cm})^2} = 1,283,650.04 \text{ kg}$$

Seguidamente calcularemos el factor de amplificación δ_{ns} , de momentos para pórticos arriostrados para la dirección "X" y "Y".

$$\delta_{nsx} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} = \frac{1.12}{1 - \frac{90,530.00 \text{ kg}}{0.75 * 1,283,650.04 \text{ kg}}} = 1.24 \geq 1.0$$

$$\delta_{nsy} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} = \frac{1.07}{1 - \frac{90,530.00 \text{ kg}}{0.75 * 320,912.93 \text{ kg}}} = 1.72 \geq 1.0$$

Para hallar los momentos magnificados utilizaremos el mayor momento al que está sometido la columna en X.

$$M_{c_x} = M_{2_x} * \delta_{ns_x} = 3730.32 \text{ kg} \cdot \text{m} * 1.24 = 4625.60 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{c_y} = M_{2_y} * \delta_{ns_y} = 1245.05 \text{ kg} \cdot \text{m} * 1.72 = 2141.486 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este momento se deben encontrar dentro del diagrama de interacción, de la columna.

3.9.3.2. Diseño por flexo-compresión

A modo de ejemplo se desarrollará el ejemplo de la columna rectangular C1, y su ubicación se muestra en la figura siguiente.

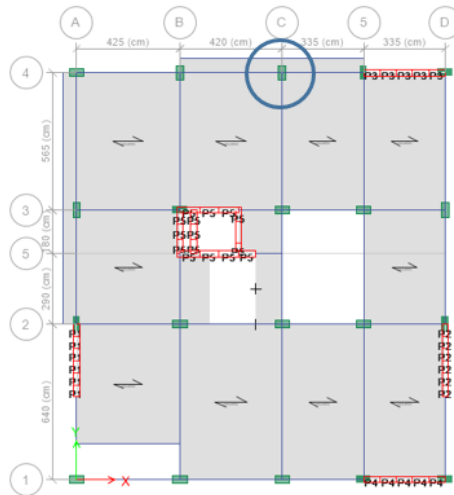


Figura 31. Ubicación de la columna C2 a diseñar eje3-3/A-A
Fuente. Etabs V 16.2.1

En la siguiente tabla se muestra las combinaciones de carga y momento axial en las dos direcciones provenientes del análisis estructural para la columna de diseño que se encuentra en el primer nivel.

Tabla 48

Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna C1 a diseñar

Piso	Carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Piso 1	Dead	-52.3231	0.5455	-0.0578	-0.0842	0.7817
Piso 1	Live	-9.7214	0.1715	-0.0086	-0.0107	0.2478
Piso 1	SxD Max	11.487	0.3209	0.4741	1.1258	1.1817
Piso 1	SyD Max	6.6916	0.6754	0.1699	0.4019	2.445
Piso 1	R1	-90.5305	1.0548	-0.0962	-0.1369	1.5135
Piso 1	R2 Max	-66.6214	1.2168	0.3906	1.0066	2.467
Piso 1	R3 Max	-66.6214	1.2168	0.3906	1.0066	2.467
Piso 1	R4 Max	-71.4169	1.5713	0.0864	0.2827	3.7303
Piso 1	R5 Max	-71.4169	1.5713	0.0864	0.2827	3.7303
Piso 1	R6 Max	-35.6038	0.8119	0.422	1.0501	1.8852
Piso 1	R7 Max	-35.6038	0.8119	0.422	1.0501	1.8852
Piso 1	R8 Max	-40.3992	1.1664	0.1178	0.3262	3.1485
Piso 1	R9 Max	-40.3992	1.1664	0.1178	0.3262	3.1485
Piso 1	Envolvente Max	-35.6038	1.5713	0.422	1.0501	3.7303
Piso 1	Envolvente Min	-90.5305	-0.1845	-0.5576	-1.245	-1.7415

Fuente. Elaboración propia

Calculamos el refuerzo mínimo para la sección de la columna rectangular C2 la misma que tiene un área bruta igual a $A_g = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$, se considerará una cuantía mínima para el diseño del 1.32% equivalente a 12 varillas de 5/8 con un área igual a 23.76 cm^2 .

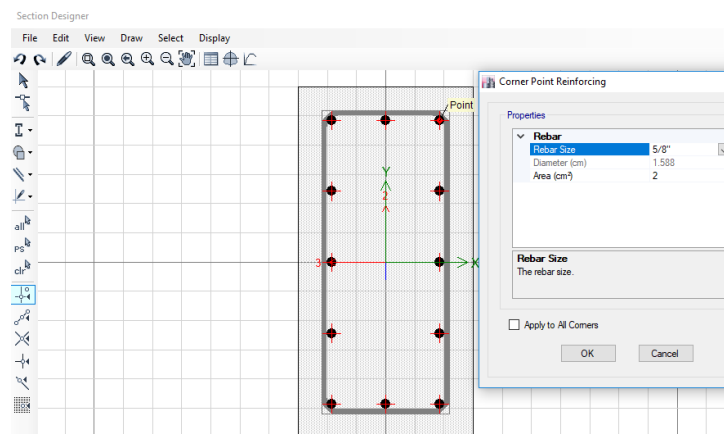


Figura 32. Acero propuesto para la sección de la columna C2
Fuente. Etabs V 16.2.1

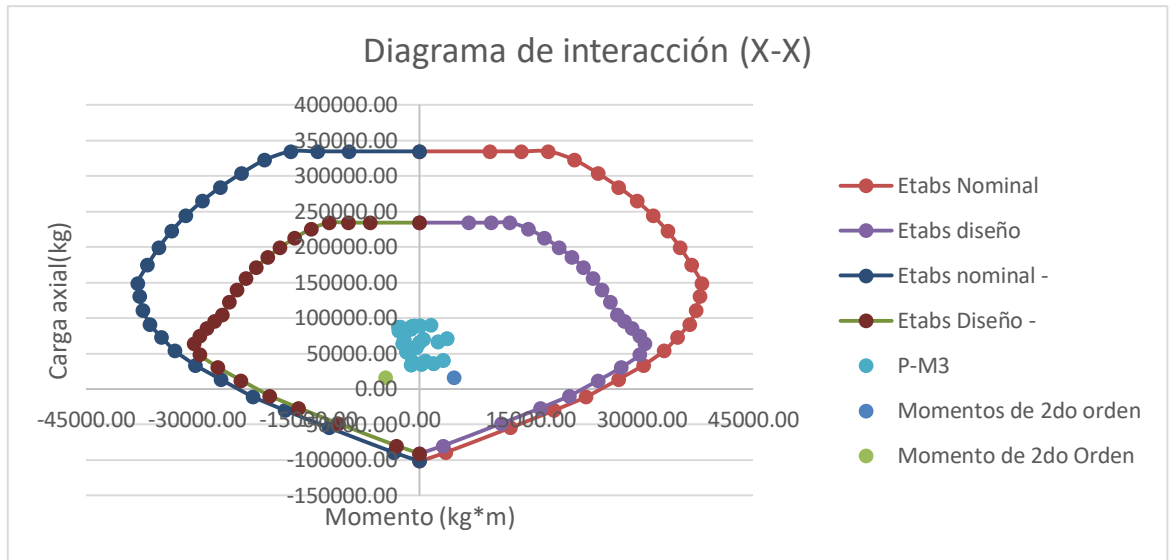
Con esta determinada sección, área de acero propuesto y con una resistencia a compresión del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se calcularán las resistencias nominales y la resistencia de diseño para construir el diagrama de iteración.

Se tiene que tener en cuenta que para construir el diagrama de iteración las resistencias nominales serán multiplicadas por un factor de reducción para obtener las resistencias de diseño, este factor varía de 0.70 a 0.90, para este caso se utilizó un valor de 0.70.

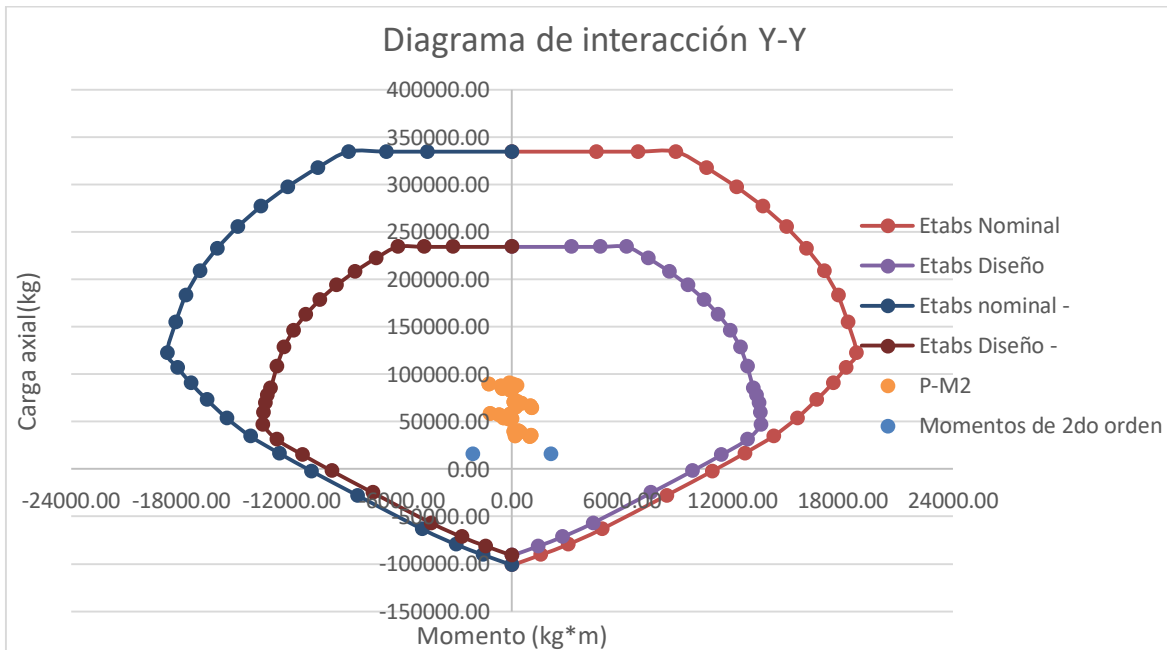
Tabla 49
Resistencias nominales y de diseño en ambas direcciones

Punto	Resistencia de nominales			Resistencia de diseño		
	P Ton	Mx Tonf-m	My Tonf-m	P Ton	Mx Tonf-m	My Tonf-m
1	334.6064	0	0	234.2245	0	0
2	334.6064	9.5182	4.6001	234.2245	6.6628	2.3893
3	334.6064	13.751	6.854	234.2245	9.6257	3.4273
4	334.6064	17.3736	8.8984	234.2245	12.1615	4.8276
5	317.7199	20.9134	10.5728	234.2245	14.6394	6.6113
6	297.5415	24.0692	12.2138	234.2245	16.8485	8.5651
7	276.7597	26.8951	13.6639	226.4512	18.8265	10.4892
8	255.2375	29.3211	14.9332	209.3114	20.5248	12.4152
9	232.7932	31.5386	16.0354	189.604	22.077	14.1255
10	209.1804	33.4847	16.9886	166.5221	23.4393	15.5533
11	183.339	35.1909	17.7519	141.0545	24.6336	16.5419

Fuente: Etabs V16.2.1



Gráfica 7. Diagrama de integración de la columna C2 en la dirección X-X
Fuente: Elaboración Propia



Gráfica 8. Diagrama de interacción de la columna C2 en dirección Y-Y
Fuente: Elaboración Propia

Según la **Gráfica 7** y **Gráfica 8** en dirección X e Y respectivamente, se puede observar que el acero mínimo considerado en la columna C2, resiste a todas las sollicitaciones de cada una de las combinaciones a los que se encuentra sometida la columna, ya que todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño.

3.9.3.3. Diseño por cortante

En el diseño por corte en columnas, el programa Etabs calcula la cortante por solicitaciones sísmicas (V_u), cortante de diseño (V probable), y con esta última diseña el área del acero por corte en ambas direcciones, utilizaremos el área de acero mayor V_3 ($0.0418 \text{ cm}^2/\text{cm}$).

Tabla 50

Acero por corte en la columna C2 eje 4-4/B-B

	Rebar Av/s (cm ² /Cm)	Desing Vu (ton)	Desing Pu (ton)	Desing Mu (ton.cm)	ϕVs	ϕVn
Major Shear (V2)	0.0203	Inicio	2.82	3.17	3.99	3.99
Minor Shear (V3)	0.0418	Medio	0.57	3.17	3.75	3.75

Fuente: Etabs V16.2.1

Calcularemos el área de acero mínimo según lo estipulado en la norma E.060, puesto que el acero de diseño no deberá ser menor que la siguiente formula:

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{f_y h}$$

Para el cálculo del valor de bc , tomaremos la dimensión del centro al centro del refuerzo de confinamiento; considerando que el estribo es de 3/8" con un diámetro de 0.95 cm.

$$bc = 30 - 2 * \left(4\text{cm} + \frac{0.95\text{cm}}{2} \right) = 21.05 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 * \frac{21.05 \text{ cm} * \frac{210\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.095 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Tomaremos el área de refuerzo mínimo por corte calculado con la formula, puesto que es mayor que el área de diseño calculada por el Etabs. Como tenemos acero de refuerzo longitudinal varillas de 5/8" se utilizará estribos de 3/8" (0.71 cm^2) se calculará para estribos con dos ramas.

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{0.095 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 15.05 \text{ cm}$$

La separación del refuerzo en la zona de confinamiento según la norma E.060, no deberá ser menor que los siguientes parámetros:

$$S_{min} = 8 * (1.59) = 12.72 \text{ cm}$$

$$S_{min} = 30\text{cm}/2 = 15 \text{ cm}$$

$$S_{min} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tomará el menor valor de $S = 10 \text{ cm}$.

Luego determinaremos la longitud L_o medida desde la cara del nudo, para ambos lados, la cual no deberá ser menor que la mayor:

$$L_o = \frac{4.75\text{cm} - 0.30\text{cm}}{6} = 0.74 \text{ cm}$$

$$L_o = 60 \text{ cm}$$

$$L_o = 50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, L_o será igual a 80 cm; seguidamente se calculará la cantidad de estribos que se colocara en la zona de confinamiento de 80 cm, considerando que el primer estribo va a un espaciado de 5 cm.

$$Ne = \frac{80 \text{ cm} - 5\text{cm}}{10 \text{ cm}} = 7.5 \approx 8$$

El espaciamiento fuera del área de confinamiento no será mayor que 10 veces el diámetro de las barras longitudinales y/o 25 cm.

$$10 * (1.59 \text{ cm}) = 15.9 \text{ cm}$$

En este caso tomaremos es espaciamiento fuera del área de confinamiento $S = 20 \text{ cm}$, por lo tanto, se colocará el espaciamiento de estribos de la siguiente forma:

NIVELES	C - 1
1er al 5to NIVEL	
SECCIÓN	0.30 x 0.60
REFUERZO	12 Ø 5/8"
	1@.05, 8@.10, rto @.20 - a/e

Figura 33. Distribución final de acero longitudinal y estribos C1
Fuente. *Elaboración propia*

3.9.3.4. Revisión de los Ratios de Demanda vs Capacidad en Columnas.

Se ha verificado la capacidad de carga (P, M2, M3) de cada columna lo cual se refleja en la siguiente figura del pórtico V donde se encuentra la columna C2 garantizando que este factor no exceda de 1.00.

En la siguiente figura se puede apreciar las ratios de demanda vs capacidad (P M2 M3) mediante el programa Etabs 2016.

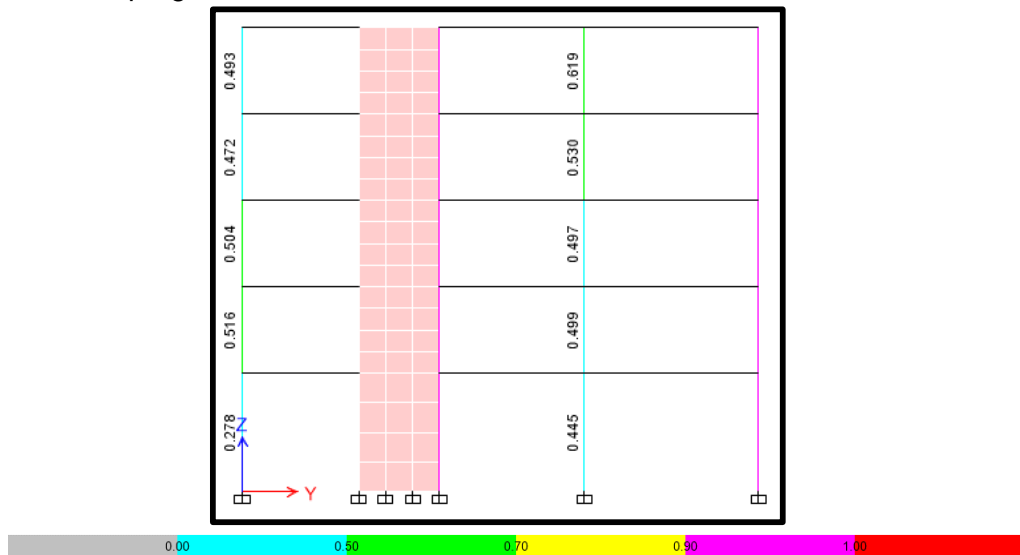


Figura 34. Verificación de Ratios Demanda/Capacidad en Pórticos
Fuente: *Etabs V16.2.1*

Como se puede observar en la figura los valores de ratio son inferiores a 1 esto quiere decir que cumple la resistencia mínima a flexión de la columna.

3.9.4. Diseño de nudos

Este diseño debe tener como objetivo que su resistencia sea mayor que la de los miembros estructurales que se unen (viga columna) y su rigidez debe ser suficiente para no alterar su rigidez de estos miembros conectados.

La norma establece que donde el refuerzo longitudinal atraviesa una unión viga-columna la dimensión de la columna paralela a la viga no deberá ser menor que 20 veces del diámetro longitudinal.

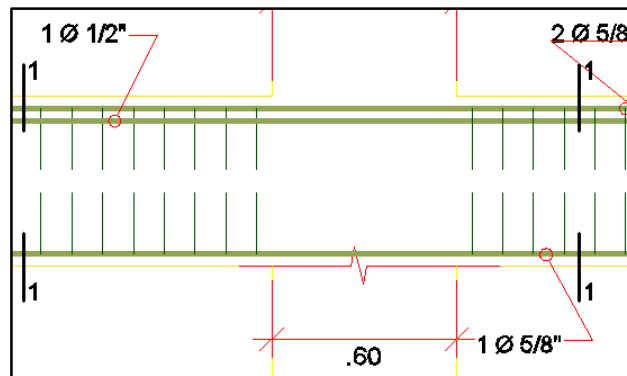


Figura 35. Dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga
Fuente: Elaboración propia

$$h_{columna} \geq 20 * d_{bl} (vigas)$$

$$60 \text{ cm} \geq 20 * 1.59 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \geq 31.8 \text{ cm} \text{ ok cumple}$$

El programa Etabs calcula la resistencia última de todas las intersecciones (Nudos) y la resistencia de diseño del Nudo, el resultado que nos proporciona el programa se le denominará ratio de estas fuerzas, los ratios deben ser inferiores a 1, se verificará un nudo con la finalidad de ver el procedimiento de cálculo para el mismo, para poder verificar tenemos que encontrar estos valores que nos brinda el programa y el cual se encuentran en "Joint Shear Details".

Para la verificación de los nudos trabajaremos en la intersección del claro B-B eje 4-4, y revisaremos la resistencia al corte en este nudo, verificamos que Etabs calcula resistencia última de las columnas y vigas que llegan al nudo en dirección X e Y; y con estos valores se obtiene para cada sentido la cortante ultima del nudo V_u y la resistencia

al corte del concreto minorada de la junta, y estos dos valores mostradas “Joint Shear Ratio” en la siguiente figura son la relación de demanda capacidad que resulta de dividir la demanda del nudo y la capacidad del concreto en ambas direcciones V2 y V3, en que se encuentra a columna.

Tabla 51
Fuerzas cortantes en el nudo

	Joint Shear Desing	Shear Vu (Kgf)	Shear ϕ Vc (Kgf)
Major Shear (V2)	0.286	25,221.01	88,184.35
Minor Shear (V3)	0.286	12,645.37	70,547.48

Fuente. Elaboración propia

Como podemos observar en la **Tabla 51**, las fuerzas de corte son mayores que las fuerzas ultimas, por lo que presenta un radio inferior a 1, que tenemos que verificar es que el nudo resista a la fuerza cortante última, en cada una de las direcciones, en el eje X mide 50 cm y en el eje Y mide 60 cm.

$$V_{u2} = 25.22 \text{ tonf} = 25,221.01 \text{ kg}$$

$$V_{u3} = 12.65 \text{ tonf} = 12,645.37 \text{ kg}$$

Para el diseño de corte en nudos se evaluar la resistencia del nudo con el valor de $\phi = 0,85$, calcularemos para los dos sentidos.

Tenemos el valor del Vu, entonces calcularemos el Vn que es la capacidad de corte de una sección reforzada que estará dada por la suma del aporte del concreto (Vc) y del acero en refuerzo transversal (Vs).

$$Vu \leq \phi(Vc + Vs)$$

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

Para calcular el esfuerzo normal elegido del nudo de diseño, se tomará el esfuerzo máximo en el nudo del programa Etabs el mismo que es 1565.67 kgf

$$P_u = N_u = 1565.67 \text{ kg}$$

$$V_{c2} = 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left(1 + \frac{1565.67 \text{ kg}}{140 * (30\text{cm} * 60\text{cm})}\right) * 60 \text{ cm} * 24 \text{ cm} = 11,128.53 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 0.53 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * \left(1 + \frac{1565.67 kg}{140 * (30cm * 50cm)}\right) * 30 cm * 54 cm = 12,519.60 kg$$

Teniendo el valor de la resistencia al corte por el concreto, calcularemos la resistencia al corte del acero transversal.

$$V_s \geq \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$V_{s2} \geq \frac{25,221.01 kg}{0.85} - 11,128.53 kg = 18,543.25 kg$$

$$V_{s3} \geq \frac{12,645.37 kg}{0.85} - 12,519.60 kg = 2,357.31 kg$$

Obtenido la resistencia al corte del acero transversal, con la siguiente formula: $V_s = \frac{Av * f_y * d}{s}$, obtendremos el área del refuerzo por corte (Av) y el espaciamiento del refuerzo (s),

$$\frac{Av_2}{s_2} = \frac{V_{s2}}{f_y * d_2} = \frac{18,543.25 kg}{4200 \frac{kg}{cm^2} * 24 cm} = 0.18 cm^2/cm$$

$$\frac{Av_3}{s_3} = \frac{V_{s3}}{f_y * d_3} = \frac{2,357.31 kg}{4200 \frac{kg}{cm^2} * 54 cm} = 0.01 cm^2/cm$$

Verificaremos el refuerzo transversal, que estará constituido por estribos de 3/8" (0.95 cm), con la siguiente fórmula:

$$Ash = 0.09 * \frac{s * bc * f'c}{f_y h}$$

$$bc_2 = 30 - 2 * \left(4cm + \frac{0.95cm}{2}\right) = 21.05 cm$$

$$bc_3 = 60 - 2 * \left(4cm + \frac{0.95cm}{2}\right) = 51.05 cm$$

$$\frac{Ash_2}{s_2} = 0.09 * \frac{bc * f'c}{f_y h} = 0.09 * \frac{21.05 cm * 210 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 0.095 cm^2/cm$$

$$\frac{Ash_3}{s_3} = 0.09 * \frac{bc * f'c}{fyh} = 0.09 * \frac{51.05 \text{ cm} * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se utilizará la mayor demanda para cada eje.

$$\frac{Av_2}{s_2} = 0.095 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{Av_3}{s_3} = 0.23 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Debido a que el refuerzo longitudinal es de 5/8" utilizaremos estribos de 3/8" (0.71 cm²), utilizaremos el mínimo número de ramas, las cuales no pueden estar separada a más de 35 cm según RNE. 21.6.4.3.

$$N^{\circ}ramas_2 = \frac{21.05 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} + 1 = 1.60 \text{ ramas} \approx 2 \text{ ramas}$$

$$N^{\circ}ramas_3 = \frac{51.05 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} + 1 = 2.45 \text{ ramas} \approx 3 \text{ ramas}$$

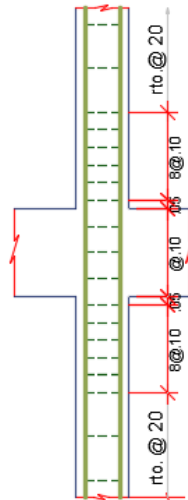
$$Av_2 = 2 * 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$Av_3 = 3 * 0.71 \text{ cm}^2 = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$s_2 = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{0.095 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}} = 14.95 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

$$s_3 = \frac{2.13 \text{ cm}^2}{0.23 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}} = 9.26 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

Se utilizará un espaciamiento para el refuerzo transversal en el nudo de 10 cm para ambas direcciones.



**REFUERZO TRANSVERSAL
DE COLUMNAS**
ESCALA : 1/25

Figura 36. Refuerzo transversal de columnas
Fuente. Elaboración propia

3.9.5. Diseño de muros

Se tomará como ejemplo el diseño del muro del primer piso que se encuentra en el eje 1-2/A-A "MC-01" tiene una altura de 4.75 m y tiene una longitud de 3.15 m, pero el alma tiene una longitud de 2.25 m.

El muro está sometido a todas las combinaciones de carga descritas en la siguiente tabla:

Tabla 52
Combinaciones de carga para el diseño del muro MC-01.

Story	Load Case/Combo	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
Story1	R1	-169.4372	0.0927	0.1729	0.3631	-16.6932
Story1	R2	-156.6988	-	-0.4231	-1.8243	-123.2573
Story1	R3	-156.6988	14.8459	-0.4231	-1.8243	-123.2573
Story1	R4	-152.7167	14.8459	-	-0.9079	-224.6124
Story1	R5	-152.7167	29.3297	-0.215	-0.9079	-224.6124
Story1	R6	-100.9185	29.3297	-	-1.9536	-116.8877
Story1	R7	-100.9185	14.8682	-0.4826	-1.9536	-116.8877
Story1	R8	-96.9364	14.8682	-	-1.0373	-218.2428
Story1	R9	-96.9364	-29.352	-0.2744	-1.0373	-218.2428
Envolvente		-169.4372	-29.352	-0.4826	-1.9536	-224.6124

Fuente: Etabs V16.2.1

A modo de ejemplo se diseñará con la combinación $R1 = 1.4D + 1.7L$, la misma que presenta la mayor carga axial como se observa en la envolvente.

Tabla 53

Datos de diseño de la columna para la combinación 1.4D+1.7L

Descripción	Valor
Resistencia del concreto	210 Kg/cm ²
Fluencia del acero	4200 Kg/cm ²
Recubrimiento	4.0 cm
Carga axial	169.44 tonfn
Momento	224.61 tonf.m
Fuerza cortante Vu	29.35 tonf

Fuente: Elaboración propia

3.9.5.1. Espesor mínimo de muro

Para el predimensionamiento del espesor de muro se utilizará la siguiente formula

$$e = \frac{lm}{25} = \frac{4.75}{25} = 0.19m > 0.15 m$$

Pero para rigidizar la estructura y cumplir con las derivas máxima establecidas en la norma E-030, se tomó un espesor de 25 cm.

3.9.5.2. Condiciones para el refuerzo en dos capas

Según la norma E.060 en el capítulo 21 es las consideraciones para muros estructurales de concreto armado nos indica las consideraciones para el refuerzo en dos capas las mismas que deben cumplir según las siguientes formulas.

$$Vu > 0.17 \times \sqrt{f'c} \times Acv = 0.17 \times \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} \times 225cm \times 25cm = 13857.37 kg$$

$$e \geq 25cm$$

Con la primera consideración $Vu = 13.86 tonf < 29.35 tonf$ se consideraría el refuerzo en dos capas.

3.9.5.3. Diseño por corte

Para el diseño de fuerzas cortante horizontales en el plano del muro se tendrá las siguientes disposiciones. Y en primer lugar verificaremos la resistencia al corte Vn :

$$V_u \leq \phi V_n \text{ entonces } V_n \leq \frac{29352.0 \text{ kg}}{0.85} = 34,531.76 \text{ kg}$$

$$V_{cn} = 2.65 * \sqrt{f'c} * A_{cn} = 2.65 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 225 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 216,012.08 \text{ kg}$$

Cumple $V_n < V_{cn}$

Seguidamente calculamos la contribución del concreto al corte, donde $\phi = 0.75$ y la resistencia al corte del concreto no debe exceder de.

$$V_c = A_{cn} \times \alpha_c \sqrt{f'c}$$

$$\frac{h_n}{L_n} \geq 2; \frac{18.75 \text{ m}}{2.25 \text{ m}} = 8.33 \geq 2 \text{ entonces consideramos } \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = 225 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * 0.53 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 43202.42 \text{ kg}$$

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

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} - V_c = \frac{29,352.00 \text{ kg}}{0.75} - 43202.42 \text{ kg} = -4,066.42 \text{ kg}$$

El refuerzo por corte se considerará con la cuantía mínima puesto que la resistencia al corte del acero por refuerzo da negativo.

$$\rho_h \geq 0.0025$$

Trabajaremos con la cuantía mínima.

$$A_{sh} = \rho_h * t_m * b = 0.0025 * 25 \text{ cm} * 225 \text{ cm} = 14.06 \text{ cm}^2$$

Usaremos varillas de 3/8" con un área de (0.71 cm²)

$$s_t = \frac{2 * 0.71 \text{ cm} * 225 \text{ cm}}{14.06 \text{ cm}^2} = 22.72 \text{ cm} \approx 0.20 \text{ m}$$

Consideraremos para el refuerzo horizontal en cada capa: 1 ϕ 3/8" @ 20 cm.

Verificaremos la cuantía:

$$A_{sh} = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} * 225 \text{ cm} = 15.98 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \frac{15.98 \text{ cm}^2}{225 \text{ cm} * 25 \text{ cm}} = 0.00284 > 0.0025 = \rho_{h.min}$$

3.9.5.4. Diseño por flexo-compresión

Para el diseño por flexo-compresión de placas nos regiremos a los lineamientos de la norma E.060 esta se realizará al igual que las columnas un diagrama de iteración para el análisis entre la carga axial y el momento flector.

3.9.5.4.1. Esbeltez del muro

$$\frac{H}{L} > 1$$

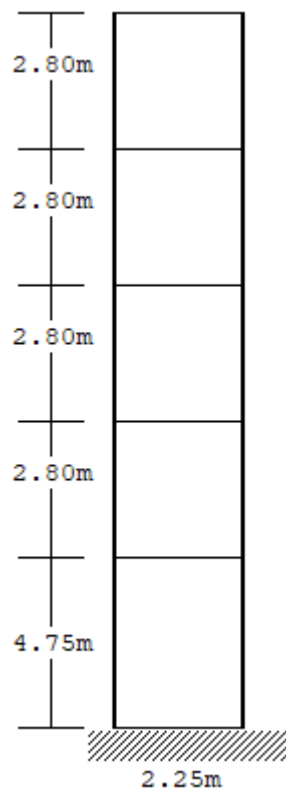


Figura 37. Detalle de elevación del muro MC-01
Fuente: Elaboración propia

$$\frac{15.95 \text{ m}}{2.25 \text{ m}} = 7.09 > 1$$

El valor de la relación es mayor a 1, entonces es un muro esbelto, y se diseñará por flexo compresión.

Al diseñar este tipo de muro se deberá colocar un área de acero a lo largo del elemento y un acero principal ubicado en el extremo donde presenta una concentración de esfuerzos para brindarle ductilidad; para luego construir el diagrama de interacción para la sección y por último se tendrá que verificar que todos los esfuerzos de diseño tendrán que estar dentro de la curva.

Cuantías mínimas de refuerzo en el alma, vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025); \rho_v \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 + \frac{15.95 \text{ m}}{2.25 \text{ m}} \right) * (0.00284 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.00413 \geq 0.0025$$

El área mínima de acero sería:

$$A_{sv} = 225 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * 0.0025 = 14.06 \text{ cm}^2$$

Usaremos varillas de 3/8" con un área de (0.71 cm²)

$$s_v = \frac{2 * 0.71 \text{ cm} * 225 \text{ cm}}{14.06 \text{ cm}^2} = 22.7 \text{ cm} \approx 0.20 \text{ m}$$

Consideraremos para el refuerzo vertical en cada capa: 11 \emptyset 3/8" @ 20 cm.

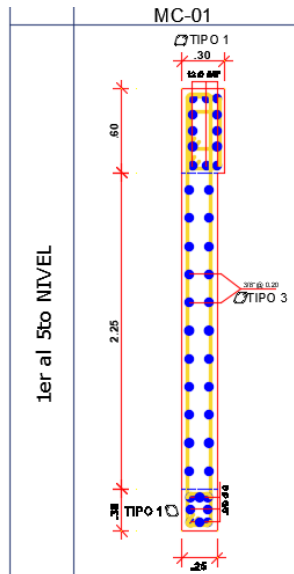


Figura 38. Detalle final del diseño del muro MC-01
Fuente: Elaboración propia

3.9.6. Diseño de losas aligeradas

3.9.6.1. Diseño por flexión

Para el diseño de losas aligeradas se tomará como referencia el modelo de una viga en sección T, así mismo se diseñará como una viga simplemente apoyada. Para su análisis se realizará con la combinación $R1= 1.4D+1.7L$. Se muestra en la siguiente imagen el paño de losa más crítico y este será diseñado.



Figura 39. Paño crítico a analizar para losa aligerada
Fuente: Elaboración propia

Para el diseño se realizó un metrado de cargas los mismos que se describen a continuación

Tabla 54*Metrado de Carga Muerta y Carga Viva*

Carga Muerta			Peso Kg/m ²
Peso de Aligerado h	0.25	m	350.00
Cielo raso	0.025m	2000 Kg/m ³	50.00
	*		
Contrapiso	0.015m	2000 Kg/m ³	30.00
	*		
Cerámico	0.010m	2000 Kg/m ³	20.00
	*		
Tabiquería Equivalente			50.00
		Carga Muerta	500.00
Carga Viva			
Sobrecarga (S/C) para Vivienda			200.00
		Carga Viva	200.00

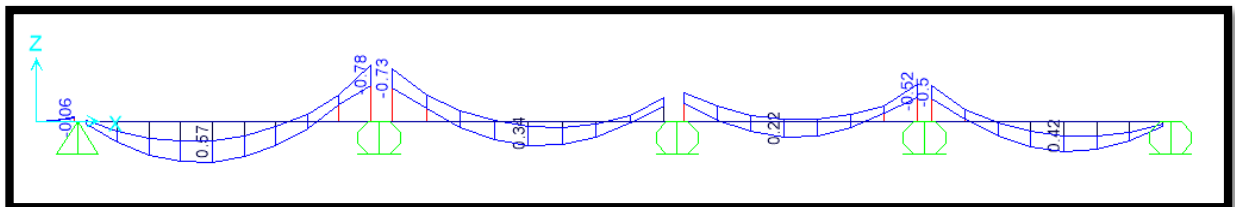
Fuente. Elaboración propia

Tabla 55*Mayorización de Carga Viva y Carga Muerta*

Descripción	Combinación	Total, Kg/m
Cargas Últimas		
Carga muerta última (Wcm)	1.4 * 500	700.00
Carga viva última (Wcv)	1.7 * 200	340.00
Cargas Últimas por vigueta		
	Vigueta 0.40m	
Carga muerta última (Wcm) =	0.40 * 700	280.00
Carga viva última (Wcv) =	0.40 * 340	136.00
Carga última (Wu) =		416.00

Fuente. Elaboración propia

Las cargas mayoradas serán alternadas para diferentes estados de carga. Seguidamente se calculó los diagramas de momentos en losa aligerada (envolvente)

**Figura 40.** Envolvente final de combinaciones de carga para el diseño eje 1 (A-D)

Fuente. Sap2000

Área de acero calculado mediante el programa SAP 2000, para paño más crítico.

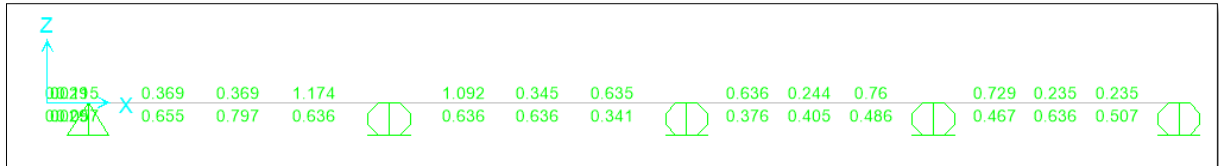


Figura 41. Área de acero calculado por el programa SAP para el eje 1 (A-D)
Fuente. Elaboración propia

Seguidamente calcularemos el acero mínimo y trabajaremos con acero longitudinal de 3/8" (0.95 cm), entonces el peralte efectivo de la losa será: $d = 25 \text{ cm} - (2 + 1.27/2) = 22.37 \text{ cm}$ y con una base de 10 cm.

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0024$$

$$A_{min} = \rho_{min} * b * h = 0.0024 * 10 \text{ cm} * \left(25 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - \frac{1.27}{2} \right) = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 0.85}{4200 \text{ kg/cm}^2} * \left(\frac{0.003 * 2.1 * 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.003 * \left(2.1 * \frac{10^6 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) + 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.0217$$

$$\rho_{max} = \rho_b * 0.75 = 0.0217 * 0.75 = 0.016 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0.016 * 10 \text{ cm} * 22.37 \text{ cm} = 3.58 \text{ cm}^2$$

El acero de diseño en SAP2000 cumplen con los aceros mínimo y máximos, asegurando que en la viga se producirá una falla dúctil.

$$A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$$

$$0.54 \text{ cm}^2 < A_s < 3.58 \text{ cm}^2$$

1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"
Volado	1	Claro	2	Claro	3	Claro	4	Claro	5

Figura 42. Acero calculado colocado en la vigueta
Fuente. Elaboración propia

En el refuerzo por temperatura (A_{st}), Según la norma E.060, usaremos una cuantía de acero mínimo de $p_t = 0.0018$, y se utilizara varillas de 1/4" .

$$A_{st} = p_t * b * h = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Calcularemos el espaciamiento, $st = 5 * \text{espesor de losa} = 5 * 5\text{cm} = 25\text{ cm}$, entonces usaremos varillas de $\frac{1}{4}" @ 0.25\text{cm}$, como se muestra en la Figura 43.

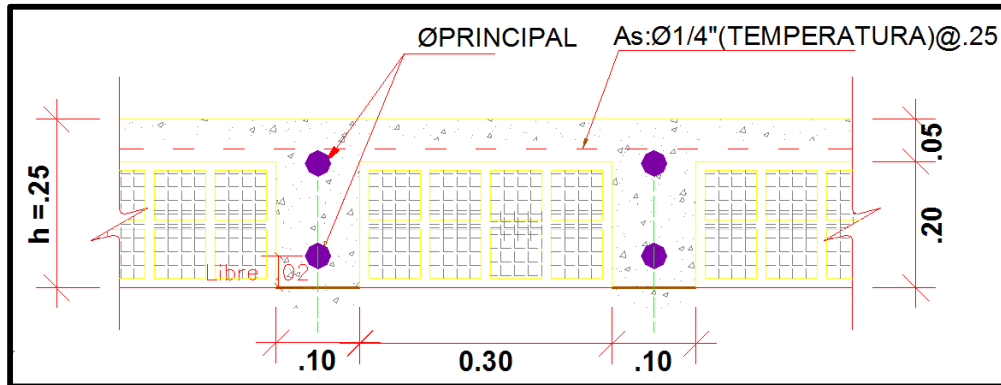


Figura 43. Distribución del acero de temperatura para la losa aligerada
Fuente. Elaboración propia

3.9.6.2. Diseño por corte

Para este diseño se extrajo del diagrama de fuerza de cortante, el cortante ultimo (V_u), y este deberá ser menor que la resistencia al concreto V_c , puesto que no se considerará el aporte del acero en las viguetas.

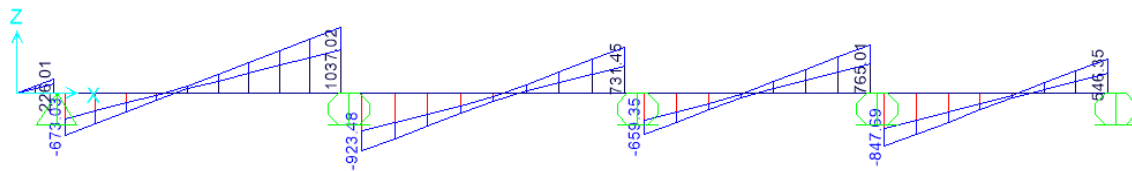


Figura 44. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa de diseño
Fuente: SAP 2000

$$V_{ud} \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_{ud} = 1037.02\text{kg}$$

Como no hay refuerzo transversal (estribos), tenemos

$$V_n = V_s + V_c$$

$$V_s = 0$$

$$\phi \cdot V_n \leq \phi \cdot V_c$$

Cortante tomado por el Concreto (ϕV_c):

$$\phi.V_n = \phi.V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi.V_c = 0.53 * \sqrt{\frac{210kg}{cm^2}} * 10 cm * 22.36 cm$$

$$\phi.V_c = 1717.34 kg$$

1037.02 kg ≤ 1717.34 Cumple por corte

3.9.6.3. Verificación por deflexiones

Para la verificación por deflexiones usaremos la formula.

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_sI}$$

Donde: “W” Carga distribuida, “L” es la luz Libre, “Es” Modulo de elasticidad del concreto, “I” Inercia de la viga T.

Tabla 56
Cargas de servicio por vigueta

Descripción	Peso Kg/m ²	Peso x vigueta kg/m
Carga Muerta		
Peso de Aligerado h =25 cm	350	140
Tabiquería	100	40
Acabados	100	40
		Total 220
Carga Viva		
Sobrecarga (S/C) para Vivienda	200	80
		Total 80

Fuente: Elaboración propia

El paño a evaluar tiene una luz Libre: 4.00 m y se trabajara con un módulo de elasticidad: 217370.65 kg/cm²

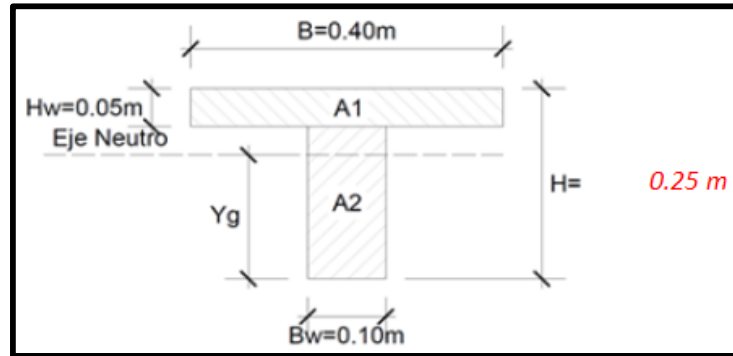


Figura 45. Grafica de la vigueta para el cálculo del centro de gravedad e inercia
Fuente: elaboración propia

Cálculo del centro de gravedad (Y_g)

$$Y_g = \frac{A_1 * Y_1 + A_2 * Y_2}{A_1 + A_2}$$

$$Y_g = \frac{(5cm * 40cm * 22.5cm) + (20cm * 10cm * 10cm)}{(5cm * 40cm) + (20cm * 10cm)} = 16.25cm$$

$$Y_g = \frac{(200cm^2 * 22.5cm) + (200cm^2 * 10cm)}{(200cm^2) + (200cm^2)} = 16.25cm$$

Cálculo de Inercia (I_v)

$$I = I_1 + A_1 * (Y_g - Y_i) + I_2 + A_2 * (Y_g - Y_i)$$

$$I = \frac{10cm * (20cm)^3}{12} * 200cm^2 * (16.26cm - 10cm)^2 + \frac{40cm * (5cm)^3}{12} * 200cm^2 * (16.26cm - 22.5cm)^2$$

$$I = (6666.67cm^4 + 7812.50cm^4) + (416.67cm^4 + 7812.50cm^4)$$

$$I = 22708.33cm^4$$

Deflexión por carga muerta

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_sI}$$

$$\Delta_{WD} = \frac{5 * 2.20 \frac{kg}{cm} * (400cm)^4}{384 * 217370.65 kg/cm^2 * 22708.33cm^4} = 0.1486cm = 1.48mm$$

Deflexión por carga Viva

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_sI}$$

$$\Delta_{WL} = \frac{5 * 0.80 \frac{kg}{cm} * (400cm)^4}{384 * 217370.65 \frac{kg}{cm^2} * 22708.33cm^4} = 0.054cm = 0.54 mm$$

Deflexión diferida

$$\Delta_{LP} = \Delta_{wD} = \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'} \right)$$

$$\Delta_{LP} = 1.48 mm * \left(\frac{2}{1 + 50 * 0.0018} \right) = 2.726 mm$$

Deflexión Máxima de la Losa

$$\Delta_{max} = \Delta_{LP} + \Delta_L$$

$$\Delta_{max} = 2.726mm + 0.540 mm = 3.266 mm$$

Deflexión Máximo Aceptable:

$$\Delta_{max} \leq \frac{L}{480}$$

3.266mm ≤ 8.33 OK pasa verificación de deflexiones.

3.9.7. Diseño de la cimentación

Considerando que nuestra capacidad del suelo es 1.038 kg/cm², es muy baja y las zapatas aisladas resultaron con unas dimensiones grandes y se juntaron entre sí, entonces nos resultó una opción más viable la losa de cimentación nervurada que emplean vigas, las cuales se desarrollan sobre los ejes X e Y, generando cajones entre columnas.

Para este tipo de diseño será necesario determinar cada una de las presiones que se ejerce en los elementos involucrados (columnas y muros), para que de esta forma determinar el peralte (d).

3.9.7.1. Determinación de los valores constantes

Las dimensiones de la losa serán 16.75 metros de largo y 15.15 metros de ancho, y las dimensiones entre columnas en los ejes X, Y se muestran en la siguiente figura

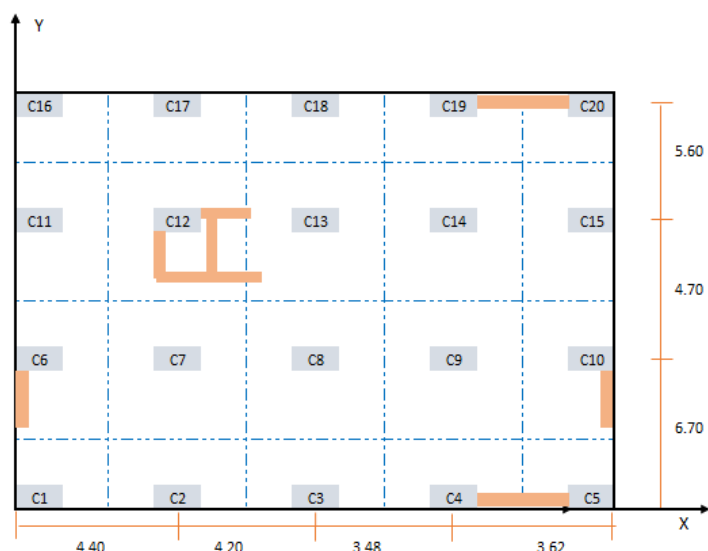


Figura 46. Placa de Cimentación
Fuente: Elaboración propia

En la **Tabla 57**, se muestran las cargas o pesos a soportan por cada una de las columnas, estos valores se obtuvieron mediante el programa ETABS para poder determinar la presión que ejercen cada una de estas.

Tabla 57

Pesos por columna necesarios para determinar la presión

Col	CARGA MUERTA			CARGA VIVA			SISMO LONGIT.		SISMO TRANSV,	
	P_D Tn	MLD Tn-m	MTD Tn-m	P_L Tn	MLL Tn-m	MTL Tn-m	P_{SL} Tn	MS Tn-m	P_{ST} Tn	MS Tn-m
1	25.74	-0.09	0.27	3.63	-0.02	0.05	9.14	2.12	14.83	0.91
2	24.70	0.34	0.10	3.41	0.04	0.02	33.52	0.75	64.24	2.81
3	58.71	-0.47	-0.08	10.59	-0.11	-0.02	8.79	0.83	6.69	2.60
4	91.07	0.44	0.10	13.10	0.10	0.02	-2.81	2.48	-6.03	0.71
5	105.60	-0.84	0.16	17.64	-0.24	0.05	-7.05	2.40	-5.88	0.74
6	159.05	-0.03	0.82	27.94	-0.01	0.16	11.48	0.81	31.40	0.49
7	40.97	0.24	0.40	5.65	0.03	0.06	98.00	3.99	66.25	1.52
8	52.15	0.44	0.27	10.09	0.13	0.07	39.70	2.98	33.16	0.82
9	58.22	0.31	-0.04	11.61	0.10	0.00	3.68	2.57	1.88	0.99
10	106.25	0.23	-0.10	14.19	0.02	-0.01	36.09	0.73	95.97	-6.40
11	58.71	-0.47	-0.08	10.59	-0.11	-0.02	8.79	0.83	6.69	2.60
12	343.24	0.24	0.40	46.61	0.03	0.06	8.72	3.99	0.30	1.52
13	37.62	-0.37	0.40	6.35	-0.12	0.10	34.07	3.12	19.07	0.91
14	53.92	-0.26	0.09	10.32	-0.08	0.03	4.40	2.68	1.82	1.05
15	42.64	-0.34	-0.04	7.47	-0.08	0.00	9.02	0.76	8.71	3.76
16	38.57	0.44	0.10	6.08	0.10	0.02	6.51	2.48	4.59	0.71
17	54.10	0.76	0.08	10.28	0.24	0.02	4.05	0.96	8.17	2.35
18	52.32	0.78	-0.08	9.72	0.25	-0.01	11.49	1.13	6.69	2.45
19	82.45	0.72	0.22	11.42	0.21	0.03	103.84	1.76	31.62	2.67
20	78.15	0.24	-0.33	9.64	0.05	-0.03	109.58	4.32	34.63	1.10

Fuente: Elaboración propia

De la misma forma se obtiene las cargas o pesos a soportan por cada uno de los muros.

Tabla 58

Pesos por muros necesarios para determinar la presión.

	C.MUERTA	C. VIVA	S. LONG	S. TRANS
MC	PD(Tn)	PL(Tn)	PSL(Tn)	PST(Tn)
P1	101.273	15.525	-9.773	-5.791
P2	86.641	11.998	-15.331	-10.628
P3	109.995	14.417	-14.519	-14.823
P4	105.001	14.042	-18.647	-21.228
	302.270	40.953	-89.277	-65.950

Fuente: Elaboración propia



Figura 47. Peralte de Losa de cimentación

Fuente: Elaboración propia

3.9.7.2. Análisis de la losa de cimentaciones

Se tomará en cuenta que para el diseño se analizó para los diferentes estados de carga: cargas de gravedad, cargas de gravedad más sismo longitudinal horario (+), cargas de gravedad más sismo longitudinal antihorario (-), cargas de gravedad más sismo transversal horario (+), cargas de gravedad más sismo transversal antihorario (-), sin factorizar y factorizados.

Para tema de desarrollo se tomará como referencia el diseño para las cargas de gravedad (carga muerta y carga viva).

a) Determinación de resultante P_R

Seguidamente calculamos peso o fuerza resultante (P_R) de las cargas de servicio factorizadas, se determinará de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 59

Peso resultante de cargas de servicio factorizadas

Col	$P = 1.4P_D + 1.7P_L$ (Tn)	$ML = 1.4M_{LD} + 1.7M_{LL}$ (Tn-m)	$MT = 1.4M_{TD} + 1.7M_{TL}$ (Tn-m)
1	42.21	-0.17	0.47
2	40.37	0.54	0.17
3	100.20	-0.85	-0.14
4	149.76	0.78	0.18
5	177.82	-1.59	0.31
6	270.16	-0.07	1.43

7	66.97	0.38	0.66
8	90.16	0.85	0.50
9	101.25	0.60	-0.06
10	172.87	0.35	-0.16
11	100.20	-0.85	-0.14
12	559.76	0.38	0.66
13	63.47	-0.72	0.72
14	93.02	-0.51	0.17
15	72.40	-0.62	-0.06
16	64.32	0.78	0.18
17	93.21	1.48	0.15
18	89.78	1.52	-0.14
19	134.85	1.35	0.36
20	125.79	0.42	-0.51
Total	2608.59	4.07	4.76

Fuente: Elaboración propia

$$P_{RF} = 1.4 \sum P_D + 1.7 \sum P_L = 2608.59 \text{ ton}$$

b) Momentos de Inercia (I_X, I_Y)

$$I_X = \frac{B * L^3}{12} = \frac{15.70 * 17.0^3}{12} = 6427.84 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \frac{L * B^3}{12} = \frac{17.0 * 15.70^3}{12} = 5482.35 \text{ m}^4$$

c) Determinación de Excentricidades (e_X, e_Y)

Como ya obtuvimos la carga resultante, será necesaria referenciarla con respecto al centro geométrico de la losa por lo que deberá calcular un nuevo eje de coordenadas con respecto al eje inicial; según la siguiente figura.

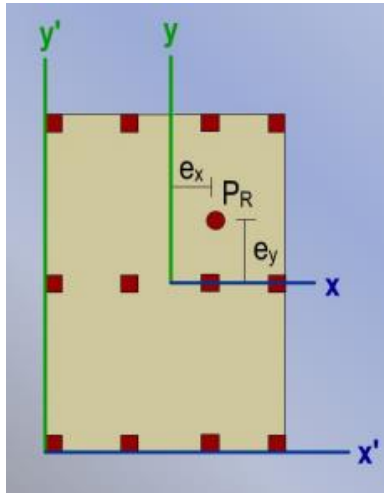


Figura 48. Referencia del nuevo eje de coordenadas (X,Y)
Fuente: Capítulo VII Losas de cimentación

Para determinar el punto geométrico de la carga resultante, calcularemos los momentos respecto al eje inicial, (X', Y')

$$\sum M_{x'} = 0; P_R * x' = P_1 * x'_1 + P_2 * x'_2 + P_3 * x'_3 + \dots + P_n * x'_n = 0$$

$$\sum M_{y'} = 0; P_R * y' = P_1 * y'_1 + P_2 * y'_2 + P_3 * y'_3 + \dots + P_n * y'_n = 0$$

De acuerdo a los pesos y momentos de la Tabla N°59 se calculará la excentricidad en X' que corresponden a cargas de las columnas P1, P4, P5, P6, P7, P9, P10, P11, P13, P16, P17, P18, P19, y para Y' las columnas P2, P3, P8, P12, P14, P15, P20

Para cargas de servicio factorizadas

$$x' = \frac{21098.11}{2608.59} = 8.1 \qquad y' = \frac{25036.92}{2608.59} = 9.6$$

Calcularemos centro de masa de la edificación, para efectos de cargas de gravedad; para cada dirección:

$$x_{cm} = \frac{B}{2} = \frac{15.70}{2} = 7.85m \qquad ; \qquad y_{cm} = \frac{L}{2} = \frac{17.00}{2} = 8.5m$$

Para la obtención de las excentricidades respecto al centro geométrico de la losa se determinará con la siguiente formula:

$$e_x = x' - \frac{B}{2} = 8.1 - 7.85 = 0.25 m \qquad ; \qquad e_y = y' - \frac{L}{2} = 9.6 - 8.5 = 1.1m$$

d) Momentos (M_x, M_y)

Para calcular los momentos de esfuerzos normales y esfuerzos últimos de cargas de servicios factorizados se determinará mediante la siguiente formula respectivamente:

$$P_{RF} = 1.4 \sum P_{CM} + 1.7 \sum P_{CV} = 1702.73$$

$$M_x = P_{RF} * e_x = 2608.59 \text{ ton} * 0.25 \text{ m} = 652.15 \text{ ton.m}$$

$$M_y = P_{RF} * e_y = 2608.59 \text{ ton} * 1.1 \text{ m} = 2869.45 \text{ ton.m}$$

a) Dividir la losa

Para el respecto análisis comenzaremos dividiendo la losa en franjas, es decir, colocando líneas paralelas al eje X, Y, entre la mitad de los ejes de columnas, como se representa en la siguiente figura 49.

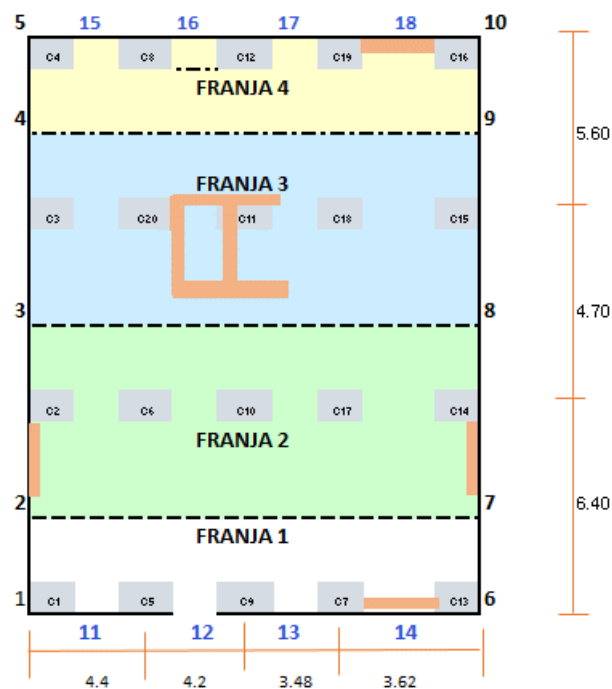


Figura 49. Subdivisiones en la losa en dirección X-X
Fuente: Elaboración propia

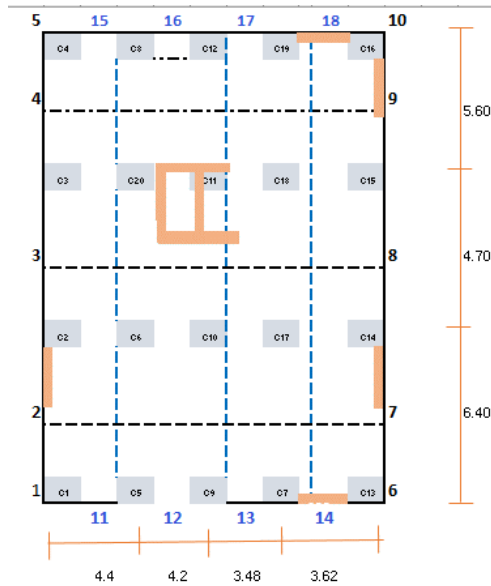


Figura 50. Subdivisiones en la losa en dirección Y-Y
Fuente: Elaboración propia

b) Obtención de las presiones en cada punto (q_n)

Para la obtención en cada uno de los puntos se deberá tomar muy encuentran cada uno de los signos de los momentos, dependiendo del punto a analizar, debido a que los esfuerzos puedan estar en tensión o compresión.

$$q_{(x',y')} = \frac{P_{RF}}{A} \pm \frac{M_y x'}{I_y} \pm \frac{M_x y'}{I_x}$$

Tabla 60

Resumen de datos calculados a utilizar

		Factorizados
Peso Resultante	P_R	2608.59 Tn
Área	A	266.90 m ²
Momentos respecto al eje x	M_x	620.68 Tn.m
Momentos respecto al eje y:	M_y	2863.90 Tn.m
Inercia con respecto al eje x:	I_x	6427.84 m ⁴
Inercia con respecto al eje y:	I_y	5482.35 m ⁴
Esfuerzo de terreno	σ_n	12.18 Tn/m ²

Fuente: Elaboración propio

Calcularemos como referencia el esfuerzo último para las cargas factorizadas del punto "1" con coordenadas (-7.85, -8.50).

$$q_{1(-7.85,-8.50)} = \frac{2608.59 \text{ ton}}{266.90 \text{ m}^2} + \frac{2863.90 \text{ ton} \cdot \text{m} * -7.85 \text{ m}}{5482.35 \text{ m}^4} + \frac{620.68 \text{ ton} \cdot \text{m} * -8.50 \text{ m}}{6427.84 \text{ m}^4}$$

$$q_{1(-7.85,-8.50)} = 4.85 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{2(-7.85,-8.50)} = \frac{2608.59 \text{ ton}}{266.90 \text{ m}^2} - \frac{2863.90 \text{ ton.m} * -7.85 \text{ m}}{5482.35 \text{ m}^4} + \frac{620.68 \text{ ton.m} * -8.50 \text{ m}}{6427.84 \text{ m}^4}$$

$$q_{2(-7.85,-8.50)} = 6.49 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{3(-7.85,-8.50)} = \frac{2608.59 \text{ ton}}{266.90 \text{ m}^2} + \frac{2863.90 \text{ ton.m} * -7.85 \text{ m}}{5482.35 \text{ m}^4} - \frac{620.68 \text{ ton.m} * -8.50 \text{ m}}{6427.84 \text{ m}^4}$$

$$q_{3(-7.85,-8.50)} = 13.05 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{4(-7.85,-8.50)} = \frac{2608.59 \text{ ton}}{266.90 \text{ m}^2} - \frac{2863.90 \text{ ton.m} * -7.85 \text{ m}}{5482.35 \text{ m}^4} - \frac{620.68 \text{ ton.m} * -8.50 \text{ m}}{6427.84 \text{ m}^4}$$

$$q_{4(-7.85,-8.50)} = 14.70 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo ultimo para el punto "1" tomaremos el máximo que es: $q_n = 14.70 \text{ ton/m}^2$ y así se desarrolló los esfuerzos últimos para cada punto.

Tabla 61

Esfuerzos últimos sobre el suelo para cada punto de las franjas en X, Y

Punto	X(m)	Y(m)	q1 (tn/m2)	q2 (tn/m2)	q3 (tn/m2)	q4 (tn/m2)	Máximo q
1	-7.85	-8.5	4.85	6.49	13.05	14.70	14.70
2	-7.85	-5.15	5.18	6.17	13.38	14.37	14.37
3	-7.85	0.55	5.73	5.62	13.93	13.82	13.93
4	-7.85	5.7	6.22	5.12	14.42	13.32	14.42
5	-7.85	8.50	6.49	4.85	14.70	13.05	14.70
6	7.85	-8.5	13.05	14.70	4.85	6.49	14.70
7	7.85	-5.15	13.38	14.37	5.18	6.17	14.37
8	7.85	0.55	13.93	13.82	5.73	5.62	13.93
9	7.85	5.7	14.42	13.32	6.22	5.12	14.42
10	7.85	8.55	14.70	13.05	6.50	4.85	14.70
11	-5.65	-8.5	6.00	7.64	11.90	13.55	13.55
12	-1.35	-8.5	8.25	9.89	9.66	11.30	11.30
13	2.49	-8.5	10.25	11.90	7.65	9.29	11.90
14	6.04	-8.5	12.11	13.75	5.80	7.44	13.75
15	-5.65	8.5	7.64	6.00	13.55	11.90	13.55
16	-1.35	8.5	9.89	8.25	11.30	9.66	11.30
17	2.49	8.5	11.90	10.25	9.29	7.65	11.90
18	6.04	8.5	13.75	12.11	7.44	5.80	13.75

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente figura se muestra cada uno de los esfuerzos finales en cada una de las franjas.

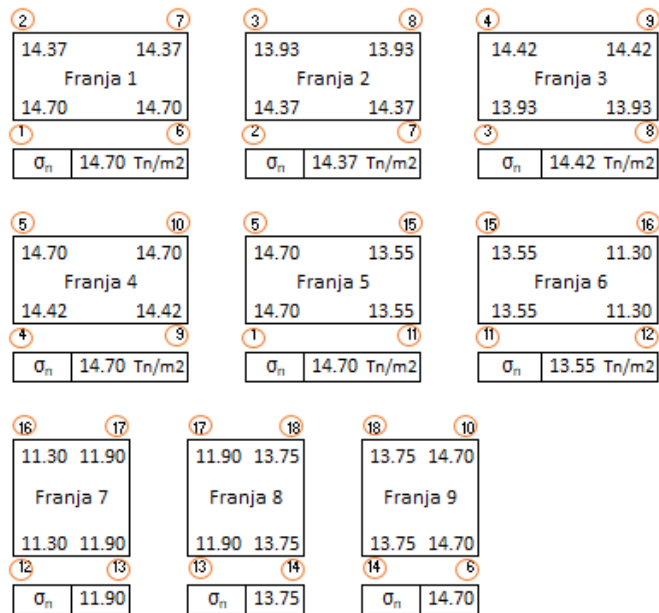


Figura 51. Esfuerzos finales en las franjas X, Y
Fuente: Elaboración propia

Tabla 62

Esfuerzos últimos para cada franja X, Y

Franjas	σ_n max (Tn/m ²)	Base (m)	Wu (tn/m)
Franja 1	14.70	3.35	5.59
Franja 2	14.37	5.70	3.14
Franja 3	14.42	5.15	3.50
Franja 4	14.70	2.80	6.69
Franja 5	14.70	2.20	8.51
Franja 6	13.55	4.30	3.95
Franja 7	11.90	3.84	3.78
Franja 8	13.75	3.55	4.87
Franja 9	14.70	1.81	10.35

Fuente: Elaboración propia

3.9.7.3. Verificación por esfuerzo cortante

Para la verificación de la fuerza cortante, se necesita el diagrama de fuerza cortante calculado para $Wu = 5.59 \text{ ton/m}$ para la franja 1.

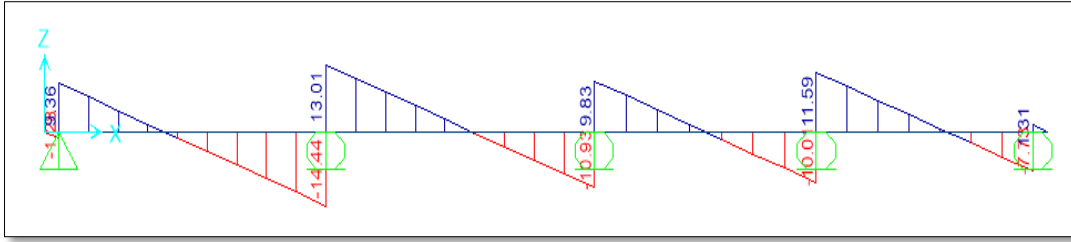


Figura 52. Diagrama de cortante de la franja 1
Fuente: Elaboración propia

En el diagrama de cortante tenemos como resultado la cortante máxima, $V_{max} = 14.44 \text{ ton}$ y la cortante ultima, $V_u = 11.53 \text{ ton}$. Verificamos que $V_u \leq \phi V_c$:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 335 \text{ cm} * 51 \text{ cm} = 128.79 \text{ ton}$$

Se comprueba que la cortante de concreto es mayor que la cortante ultima: $V_u \leq \phi V_c$; $11.53 \text{ ton} \leq 128.79 \text{ ton}$.

3.9.7.4. Verificación por punzonamiento

Para la verificación del punzonamiento se trabajará con cargas amplificadas. Calcularemos para la columna esquinada C1 de dimensiones $60 \times 30 \text{ cm}^2$, que tiene un P_u amplificado de 42.21 ton . Y de acuerdo a la figura 49 vemos que esta columna se encuentra en la franja 1 por lo que el esfuerzo último en esta franja es de $\sigma_n \text{ max} = 14.70 \text{ ton/m}^2$

$$V_{up} \leq \phi V_c$$

$$V_{up} \leq P_u - \sigma_{ud} * A_0$$

Calculamos valores constantes:

$$A_0 = m * n = \left(0.60 + \frac{d}{2}\right) * \left(0.30 + \frac{d}{2}\right)$$

$$A_0 = m * n = \left(0.60 + \frac{0.52}{2}\right) * \left(0.30 + \frac{0.49}{2}\right) = 0.86 \text{ m} * 0.55 \text{ m} = 0.47 \text{ m}^2$$

$$A_0 = m * n = 0.86 \text{ m} * 0.55 \text{ m} = 0.47 \text{ m}^2$$

$$b_0 = m + n = 0.86 \text{ m} + 0.55 \text{ m} = 1.40 \text{ m}$$

Donde:

m: diámetro mayor de la columna

n: diámetro menor de la columna

Seguidamente se calculará Cortante por punzonamiento actuante V_{up} :

$$V_{up} = 42.21 \text{ ton} - 14.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.47 \text{ m}^2 = 35.30 \text{ ton}$$

Seguidamente se calculará Resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto V_{cp} :

$$\phi V_{cp} \leq \phi * \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d \leq \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\phi V_{cp} \leq 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{\left(\frac{60 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \right)} \right) * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 140 \text{ cm} * 49 \text{ cm} = 105.37 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cp} \leq \phi * 1.1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 125 \text{ cm} * 34 \text{ cm} = 107.33 \text{ ton}$$

Luego, se debe cumplir que:

$$V_{up} \leq \phi V_{cp} = 35.30 \text{ ton} \leq 105.37 \text{ tonf}$$

3.9.7.5. Diseño por flexión de la cimentación

Calcularemos el diseño por flexión para la franja 1, y en la siguiente figura tenemos los momentos para cada apoyo. La franja tiene una base de 3.35 m, la altura de losa de cimentación de 60 cm con un peralte efectivo de $d = 60 - 7.5 - \frac{2.54}{2} = 51.23 \text{ cm}$.

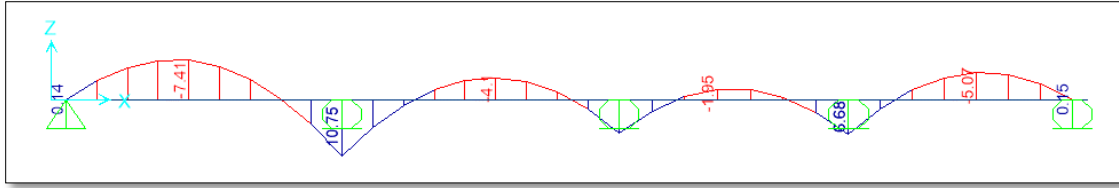


Figura 53. Diagrama de momentos en la franja 1.
Fuente: Elaboración propia

Donde el momento en el apoyo en **A**, $M_u = 0.14 \text{ ton. m}$:

$$a = 51.23 \text{ cm} - \sqrt{51.23^2 - \frac{2 * 0.14 * \text{ton. m} * 10000 * 100}{0.90 * 0.85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 335 \text{ cm}}} = 0.036 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.14 * \text{ton. m} * 10000 * 100}{0.90 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \left(51.23 - \frac{0.036}{2} \right)} = 0.072 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 335 \text{ cm} * 60 \text{ cm} = 36.18 \text{ cm}^2$$

El acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo que se considerará un área de acero de 36.18 cm^2 . Consideramos un diámetro de acero de $\phi 5/8"$, su área es 1.98 cm^2 , entonces el espaciamiento será:

$$N^\circ = \frac{36.18 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 18.27 \cong 19 \text{ barras}$$

$$S = \frac{335 \text{ cm}}{19} = 17.63 \text{ cm}$$

Tomamos el espaciamiento mínimo de 15 cm, entonces tenemos una distribución de $\phi 5/8"$ cada 0.15 m.

Tabla 63
Acero Considerado para la franja 1

APOYOS	Mu Tn-m	As cm ²	a cm	As diseño cm ²	Varilla	Área cm ²	S cm	S min cm	Distribución
Apoyo A	0.14	0.072	0.004	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar $\phi 5/8"$ @ 0.15
Claro A-B	7.41	3.834	0.202	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar $\phi 5/8"$ @ 0.15
Apoyo B	10.75	5.567	0.293	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar $\phi 5/8"$ @ 0.15
Claro B-C	4.4	2.275	0.120	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar $\phi 5/8"$ @ 0.15

Apoyo C	6.37	3.30	0.174	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar ϕ 5/8" @ 0.15
Claro C-D	1.95	1.01	0.053	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar ϕ 5/8" @ 0.15
Apoyo D	6.68	3.456	0.182	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar ϕ 5/8" @ 0.15
Claro D-E	5.07	2.622	0.903	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar ϕ 5/8" @ 0.15
Apoyo E	0.15	0.077	0.027	36.180	5/8"	1.98	18.33	15.00	Usar ϕ 5/8" @ 0.15

Fuente: Elaboración propia

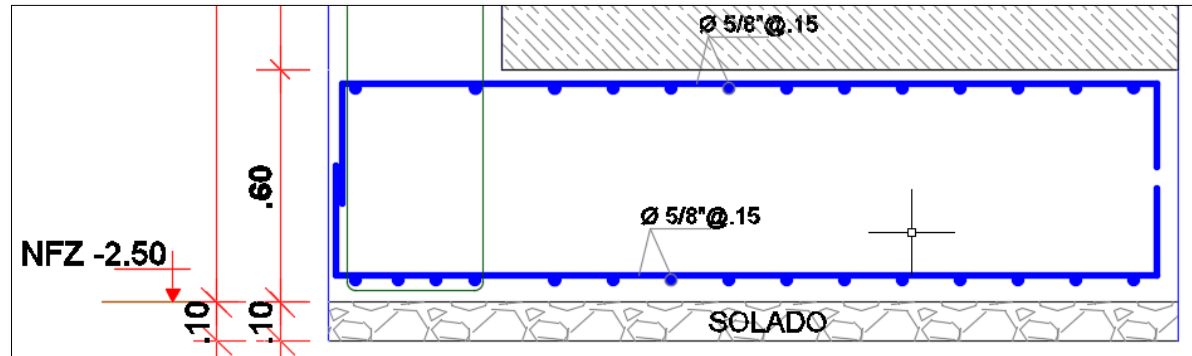


Figura 54. Detalle de distribución de losa de cimentación

Fuente: Elaboración propia

3.10. Elaboración del presupuesto

Se elaboraron los metrados de la especialidad de Estructurales, de los elementos estructurales diseñados con la norma E.030 Vigente (2016) del modelo de base empotrada y del modelo con interacción de suelo-estructura. Para cada partida del metrado, se obtuvo su respectivo precio unitario, que se muestra a continuación en la Tabla N°64 y Tabla N°66, considerando los precios de la revista CAPECO.

El metrado correspondiente se multiplicó con el precio unitario y nos resulta el costo total para cada partida de obra.

Tabla 64

Presupuesto específico por partidas- Modelo Base Empotrada

<u>Item</u>	<u>Descripción</u>	<u>Und</u>	<u>Metrado</u>	<u>Precio unitario</u>	<u>Total (s/.)</u>
<u>ESTRUCTURAS VIVIENDA MULTIFAMILIAR</u>					<u>S/.</u>
					<u>712,862.16</u>
<u>01.00.00</u>	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>				S/. 7,460.20
01.01.00	Caseta Adicional P/Guardianía De 3.00x2.00m	m2	24.00	47.25	S/. 1,134.00
01.02.00	Cerramiento perimetral de obra c/triplay	m2	91.00	33.2	S/. 3,021.20
01.03.00	Baño químico para obreros	mes	5.00	341	S/. 1,705.00
01.04.00	Instalación provisional de energía eléctrica	mes	5.00	320	S/. 1,600.00
<u>02.00.00</u>	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>				S/. 1,826.82
02.01.00	Limpieza del terreno manual	m2	306.00	3.33	S/. 1,018.98
02.02.00	Trazo, niveles y replanteo	m2	306.00	2.64	S/. 807.84

03.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS	-			S/.
					34,238.06
03.01.00	Excavación masiva c/retroexcav. 58hp	m3	553.79	6.61	S/ 3,660.57
03.02.00	Nivelación interior apisonado manual	m2	218.82	4.79	S/ 1,048.13
03.03.00	Relleno y compactación	m3	336.33	63.78	S/.
					21,450.90
03.03.00	Eliminación con transporte c/equipo	m3	692.24	11.67	S/ 8,078.46
04.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				S/.
					15,413.84
04.01.00	Solado De 4" Mezcla 1:12 C:H	m2	218.82	24.18	S/ 5,290.98
04.02.00	Cimientos Corridos C:H -1:10 +30% Piedra	m3	5.22	186.21	S/ 972.94
04.03.00	Concreto 1:8+25% p.m. Para sobrecimientos	m3	1.53	259.39	S/ 397.26
04.04.00	Encofrado Y de desencofrado sobrecimiento	m3	20.42	47.83	S/ 976.69
04.05.00	Concreto En falso piso de 4" de 1:8 cem-hor	m2	245.84	31.63	S/ 7,775.97
05.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				S/.
					653,923.24
05.01.00	PLATEA DE CIMENTACION				S/.
					103,950.75
05.01.01	Concreto premezclado f'c= 280 kg/cm2.	m3	131.29	418.92	S/.
					54,999.94
05.01.02	Acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	kg	12,330.18	3.97	S/.
					48,950.81
05.02.00	VIGAS DE CIMENTACION				S/.
					63,804.15
05.02.01	Concreto Premezclado F'c=280 Kg/Cm2	m3	51.68	420.59	S/.
					21,735.25
05.02.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	223.04	64.52	S/.
					14,390.57
05.02.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	6,971.87	3.97	S/.
					27,678.32
05.03.00	SOBRECIMIENTO ARMADO				S/.
					14,322.03
05.03.01	Concreto Premezclado Fc=210 Kg/Cm2.	m3	13.78	295.3	S/ 4,068.05
05.03.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	183.68	45.42	S/ 8,342.75
05.03.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	481.42	3.97	S/ 1,911.23
05.04.00	COLUMNAS				S/.
					53,608.29
05.04.01	Concreto premezclado f'c=210 kg/cm2.	m3	34.97	310.59	S/.
					10,862.57
05.04.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	276.30	59.3	S/.
					16,384.59
05.04.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	6,640.08	3.97	S/.
					26,361.13
05.05.00	COLUMNETAS				S/.
					41,132.45
05.05.01	Concreto f'c=175 kg/cm2. Para columnetas	m3	22.80	312.01	S/ 7,112.42
05.05.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	417.92	59.3	S/.
					24,782.51
05.05.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	2,326.83	3.97	S/ 9,237.51
05.06.00	MUROS DE CORTE				S/.
					93,354.57
05.06.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	91.77	319.4	S/.
					29,310.52

05.06.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	576.00	45.06	S/.
					25,954.53
05.06.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	9,594.34	3.97	S/.
					38,089.52
05.07.00	VIGAS				S/.
					139,788.25
05.07.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	112.02	296.63	S/.
					33,229.47
05.07.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	791.76	68.07	S/.
					53,895.10
05.07.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	13,265.41	3.97	S/.
					52,663.68
05.08.00	LOSA ALIGERADA				S/.
					117,198.94
05.08.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	99.08	331.5	S/.
					32,845.17
05.08.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	990.39	48.74	S/.
					48,271.79
05.08.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	5,811.66	3.97	S/.
					23,072.29
05.08.04	Ladrillo Hueco/Arcilla 15x30x30 P/Techo	und	3,277.00	3.97	S/.
					13,009.69
05.09.00	LOSA MACIZA				S/.
					4,491.58
05.09.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	4.64	355.47	S/.
					1,649.58
05.09.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	24.40	55.37	S/.
					1,351.09
05.09.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	375.55	3.97	S/.
					1,490.91
05.10.00	ESCALERAS				S/.
					22,272.24
05.10.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	12.51	339.75	S/.
					4,251.85
05.10.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	104.11	89.57	S/.
					9,325.43
05.10.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	2,190.17	3.97	S/.
					8,694.96

Fuente: Elaboración propia

Presupuesto de la Especialidad de Estructurales en general.

Tabla 65

Presupuesto General de Estructuras - Base Empotrada

DESCRIPCION (COMPONENTES SEGUN PERFIL DECLARADO VIABLE)		COSTO TOTAL
VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES		S/.
		712,862.16
COSTO DIRECTO		712,862.16
GASTOS GENERALES	6%	42,771.73
UTILIDAD	5%	35,643.11
SUB TOTAL		791,277.00
IGV		142,429.86
VALOR REFERENCIAL		S/.
PRESUPUESTO TOTAL		S/.
		933,706.86

Fuente: Elaboración propia

Tabla 66

Presupuesto - Modelo Interacción Suelo-Estructura

Item	Descripción	Und	Metrado	Precio unitario	Total (s/.)
	ESTRUCTURAS VIVIENDA MULTIFAMILIAR				S/.
					879,960.70
01.00.00	OBRAS PROVISIONALES				S/.
					7,460.20

01.01.00	Caseta Adicional P/Guardianía De 3.00x2.00m	m2	24.00	47.25	S/. 1,134.00
01.02.00	Cerramiento perimetral de obra c/triplay	m2	91.00	33.2	S/. 3,021.20
01.03.00	Baño químico para obreros	mes	5.00	341	S/. 1,705.00
01.04.00	Instalación provisional de energía eléctrica	mes	5.00	320	S/. 1,600.00
02.00.00	OBRAS PRELIMINARES				S/. 1,826.82
02.01.00	Limpieza del terreno manual	m2	306.00	3.33	S/. 1,018.98
02.02.00	Trazo, niveles y replanteo	m2	306.00	2.64	S/. 807.84
03.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				S/. 33,174.41
03.01.00	Excavación masiva c/retroexcav. 58hp	m3	580.46	6.61	S/. 3,836.83
03.02.00	Nivelación interior apisonado manual	m2	231.82	4.79	S/. 1,110.39
03.03.00	Relleno y compactación	m3	309.81	63.78	S/. 19,759.76
03.03.00	Eliminación con transporte c/equipo	m3	725.57	11.67	S/. 8,467.43
04.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				S/. 15,728.15
04.01.00	Solado De 4" Mezcla 1:12 C:H	m2	231.82	24.18	S/. 5,605.29
04.02.00	Cimientos Corridos C:H -1:10 +30% Piedra	m3	5.22	186.21	S/. 972.94
04.03.00	Concreto 1:8+25% p.m. Para sobrecimientos	m3	1.53	259.39	S/. 397.26
04.04.00	Encofrado Y de desencofrado sobrecimiento	m3	20.42	47.83	S/. 976.69
04.05.00	Concreto En falso piso de 4" de 1:8 cem-hor	m2	245.84	31.63	S/. 7,775.97
05.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				S/. 821,771.12
05.01.00	PLATEA DE CIMENTACION				S/. 157,189.00
05.01.01	Concreto premezclado f'c= 350 kg/cm2.	m3	162.27	471.42	S/. 76,497.63
05.01.02	Acero corrugado fy= 4200 kg/cm2	kg	20325.28	3.97	S/. 80,691.37
05.02.00	VIGAS DE CIMENTACION				S/. 113,285.64
05.02.01	Concreto Premezclado F'c=350 Kg/Cm2	m3	94.74	473.09	S/. 44,821.97
05.02.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	292.28	64.52	S/. 18,857.81
05.02.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	12495.18	3.97	S/. 49,605.86
05.03.00	SOBRECIMIENTO ARMADO				S/. 13,792.82
05.03.01	Concreto Premezclado Fc=210 Kg/Cm2.	m3	13.78	295.3	S/. 4,068.05
05.03.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	183.68	45.42	S/. 8,342.75
05.03.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	348.12	3.97	S/. 1,382.02
05.04.00	COLUMNAS				S/. 42,841.33
05.04.01	Concreto premezclado f'c=210 kg/cm2.	m3	27.46	310.59	S/. 8,528.80
05.04.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	180.80	59.3	S/. 10,721.44
05.04.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	5942.34	3.97	S/. 23,591.09
05.05.00	COLUMNETAS				S/. 41,132.45
05.05.01	Concreto f'c=175 kg/cm2. Para columnetas	m3	22.80	312.01	S/. 7,112.42
05.05.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	417.92	59.3	S/. 24,782.51
05.05.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	2326.83	3.97	S/. 9,237.51
05.06.00	MUROS DE CORTE				S/. 154,532.33
05.06.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	155.81	319.4	S/. 49,765.71
05.06.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	802.53	45.06	S/. 36,162.00
05.06.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	17280.76	3.97	S/. 68,604.62
05.07.00	VIGAS				S/. 155,034.80
05.07.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	112.02	296.63	S/. 33,229.47
05.07.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	791.76	68.07	S/. 53,895.10
05.07.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	17105.85	3.97	S/. 67,910.22
05.08.00	LOSA ALIGERADA				S/. 117,198.94
05.08.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	99.08	331.5	S/. 32,845.17
05.08.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	990.39	48.74	S/. 48,271.79
05.08.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	5811.66	3.97	S/. 23,072.29

05.08.04	Ladrillo Hueco/Arcilla 15x30x30 P/Techo	und	3277.00	3.97	S/. 13,009.69
05.09.00	LOSA MACIZA				S/. 4,491.58
05.09.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	4.64	355.47	S/. 1,649.58
05.09.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	24.40	55.37	S/. 1,351.09
05.09.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	375.55	3.97	S/. 1,490.91
05.10.00	ESCALERAS				S/. 22,272.24
05.10.01	Concreto Premezclado F'c=210 Kg/Cm2	m3	12.51	339.75	S/. 4,251.85
05.10.02	Encofrado Y Desencofrado	m2	104.11	89.57	S/. 9,325.43
05.10.03	Acero Corrugado Fy= 4200 Kg/Cm2	kg	2190.17	3.97	S/. 8,694.96

Fuente: Elaboración propia

Presupuesto de la Especialidad de Estructurales en general.

Tabla 67

Presupuesto General de Estructuras - Interacción Suelo - Estructura

DESCRIPCION (COMPONENTES SEGUN PERFIL DECLARADO VIABLE)		COSTO TOTAL
VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES		S/. 879,960.70
COSTO DIRECTO		879,960.70
GASTOS GENERALES	6%	52,797.64
UTILIDAD	5%	43,998.04
SUB TOTAL		976,756.37
IGV		175,816.15
VALOR REFERENCIAL		S/. 1,152,572.52
PRESUPUESTO TOTAL		S/. 1,152,572.52

Fuente. Elaboración propia

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La estructura de la edificación fue analizada con la norma sismorresistente E.030 2014 y 2016 para un modelo empotrado en la base, también se modeló la estructura incrementando flexibilidad en la base (ISE) y en este capítulo se realizará una comparación entre los resultados obtenidos de análisis sísmico y los puntos a analizar son cortante en la base, modos de vibración, desplazamiento y derivadas.

4.1. Análisis sísmico comparativo

En la siguiente tabla se presentan las variaciones de los parámetros sísmicos los mismos que son necesarios para poder calcular el espectro, se analizará sus variaciones.

Tabla 68

Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección X-X

PARAMETROS	2014	2016
Factor de Zona	Z = 0.30	Z = 0.35
Factor de Uso	U = 1.00	U = 1.00
Factor de Suelo S3	S = 1.40	S = 1.20
Periodos que define la plataforma del factor C	TP = 0.9	TP = 1.00
Periodos que define el inicio de la zona del factor C	-	TL = 1.60
Coeficiente de Amplificación Sísmica	C = 2.5	C = 2.5
Coeficiente básico de reducción por ductilidad	-	Ro = 6
Factores de irregularidad	Regular	Ia = 1
	Regular	Ip = 1
Coeficiente de Reducción por Ductilidad	R = 6	R = 6

Fuente. Elaboración propia

Tabla 69

Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección Y-Y

PARAMETROS	2014	2016
Factor de Zona	Z = 0.30	Z = 0.35
Factor de Uso	U = 1.00	U = 1.00
Factor de Suelo S3	S = 1.40	S = 1.20
Periodos que define la plataforma del factor C	TP = 0.9	TP = 1.00
Periodos que define el inicio de la zona del factor C	-	TL = 1.60
Coeficiente de Amplificación Sísmica	C = 2.5	C = 2.5
Coeficiente básico de reducción por ductilidad	-	Ro = 7
Factores de irregularidad	Regular	Ia = 1
	Regular	Ip = 1
Coeficiente de Reducción por Ductilidad	R = 7	R = 7

Fuente. Elaboración propia

En la **Tabla 68** podemos ver la variación entre el factor Z el cual se ve incrementado en una 16.6% respecto a la norma E.030 (2014), de lo contrario con el factor de suelo que

se ve afectado disminuyendo en 16.6% por lo que al reemplazar los parámetros sísmicos para calcular el espectro tenemos los mismos resultados.

4.1.1. Comparación del periodo de la estructura

Para el análisis sísmico, empotrado en la base, los periodos de vibración para la norma E.030 2014 y 2016 presentan los mismos resultados; a diferencia del análisis que incluye flexibilidad en la base donde se ve una variación, la misma que se muestra en la siguiente tabla.

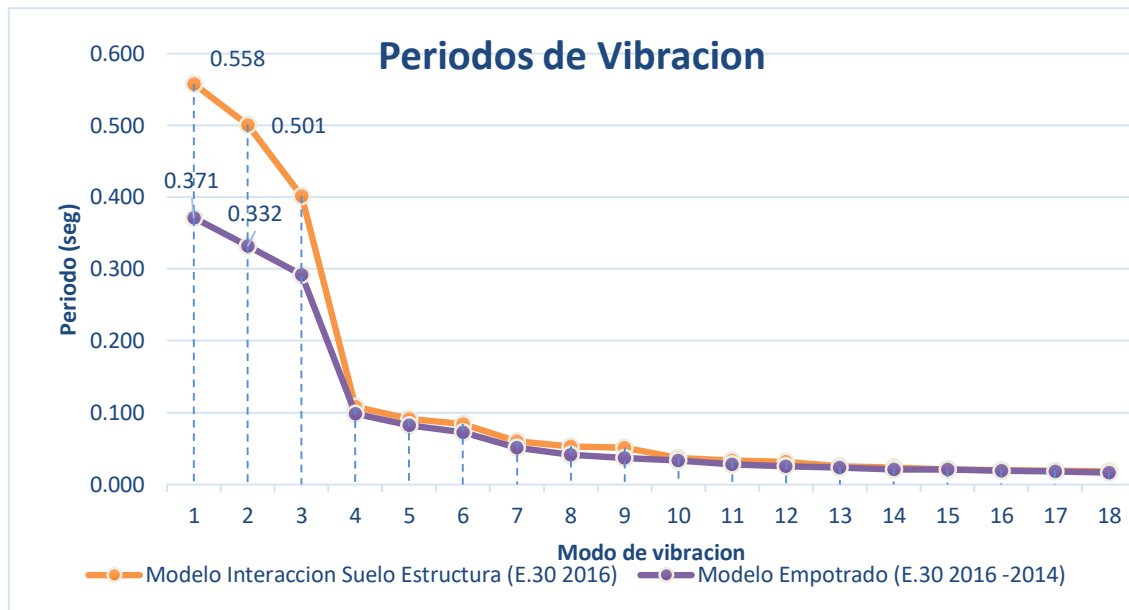
Tabla 70

Comparación de periodos de vibración (seg)

Modos	Modelo Empotrado en la base	Modelo con Interacción Suelo - Estructura
	NTE.030 2014/2016	NTE.030 2016
1	0.371	0.558
2	0.332	0.501
3	0.292	0.402
4	0.098	0.108
5	0.082	0.091
6	0.072	0.084
7	0.051	0.06
8	0.041	0.053
9	0.037	0.051
10	0.033	0.037
11	0.028	0.033
12	0.025	0.031
13	0.023	0.025
14	0.021	0.023
15	0.021	0.021
16	0.019	0.02
17	0.018	0.019
18	0.016	0.018

Fuente. Elaboración propia

En la **Tabla 70** se muestran el primer modo de vibración para el modelo empotrado con un periodo de vibración de 0.371s, y para el modelo con flexibilidad en la base tenemos un periodo de 0.558s.



Gráfica 9. Periodos de vibración en la estructura empotrada y modelo dinámico Norma Rusa
Fuente: Elaboración propia

Modelo Empotrado: en la dirección “Y” tenemos en el modo 1 un periodo fundamental de 0.371, y en la dirección “X” un periodo fundamental de 0.332 s.

Modelo dinámico con interacción suelo-estructura: para la dirección “X” el segundo modo de vibración de 0.501 s, en dirección “Y” el primer modo de vibración es de 0.558s.

En la **Gráfica 12** podemos concluir, que para el modelo dinámico el primer modo de vibración se ve incrementado en un 33.51% respecto al modelo empotrado en la base.

4.1.1.1. Participación de masas

De acuerdo las **Gráfica 10** y **Gráfica 11** podemos observar que para el modelo empotrado tenemos los periodos fundamentales de la estructura con mayor masa participativa, en la dirección “Y” tenemos en el modo 1, con la mayor masa de participación de 64.71% , y en la dirección “X” con una mayor masa de participación en el modo 2 de 62.92%, mientras que para el análisis dinámico con interacción suelo estructura tenemos el primer modo con una participación de masa de 63.25% en la dirección “Y”, el segundo modo de vibración en la dirección “X” con una participación de masa de 60.52%. los mismos se muestran en la siguiente tabla.

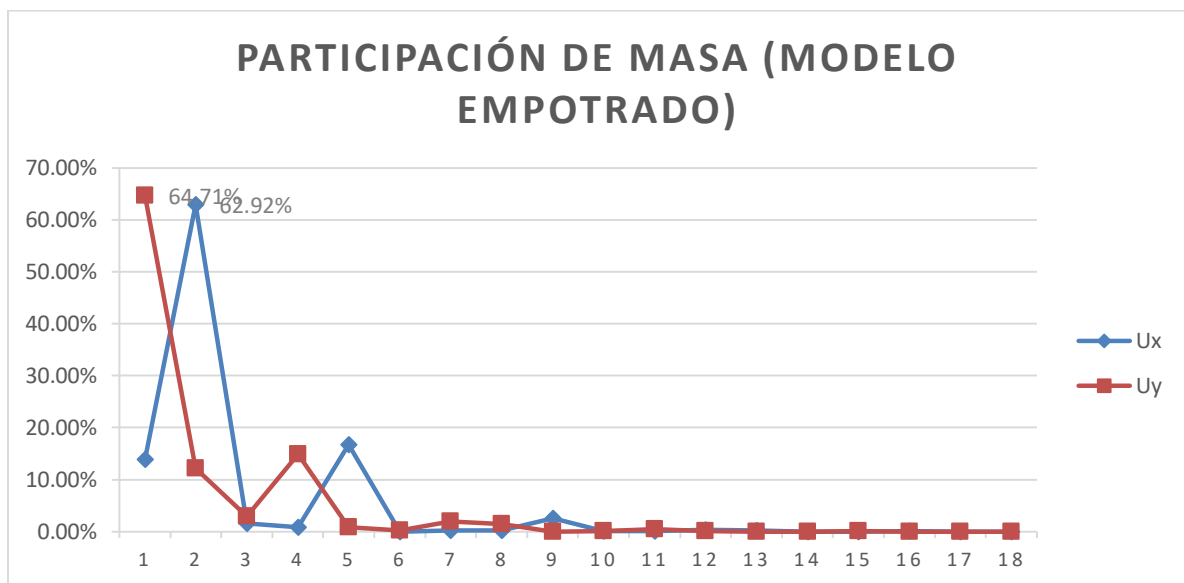
Tabla 71

Participación de masas para el modelo empotrado y con ISE

Modo	Modelo Empotrado (E.30 2016 -2014)			Interacción Suelo-Estructura		
	Periodo (seg)	Ux	Uy	Periodo (seg)	Ux	Uy

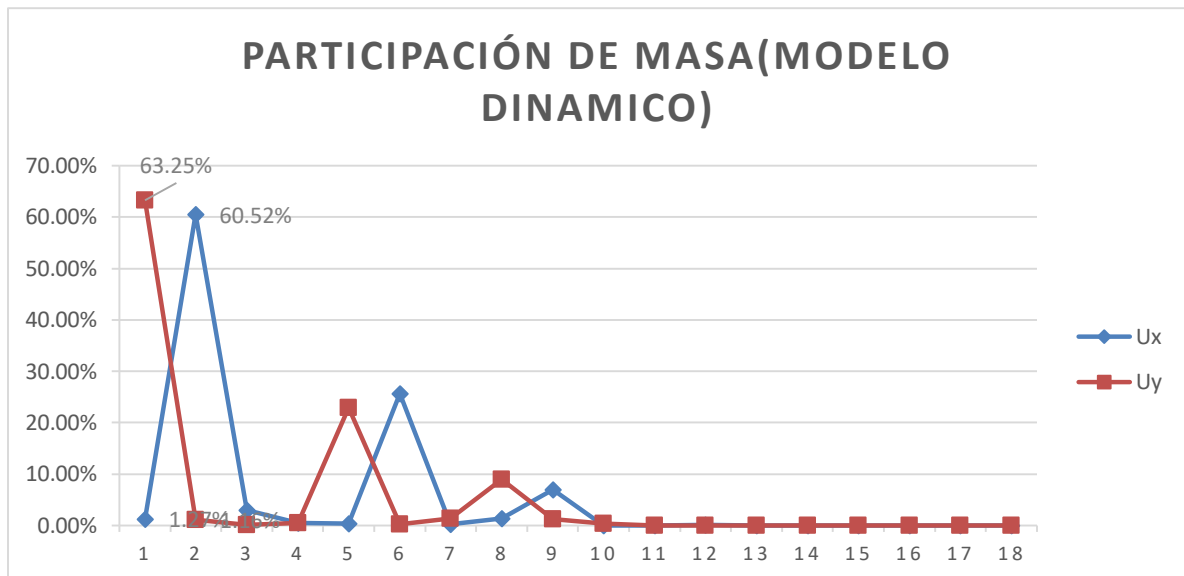
1	0.371	13.95%	64.71%	0.558	1.27%	63.25%
2	0.332	62.92%	12.16%	0.501	60.52%	1.16%
3	0.292	1.53%	2.91%	0.402	3.01%	0.08%
4	0.098	0.83%	14.86%	0.108	0.49%	0.53%
5	0.082	16.78%	0.89%	0.091	0.32%	22.85%
6	0.072	0.01%	0.24%	0.084	25.65%	0.18%
7	0.051	0.24%	1.96%	0.060	0.20%	1.33%
8	0.041	0.25%	1.50%	0.053	1.39%	8.97%
9	0.037	2.62%	0.01%	0.051	6.99%	1.27%
10	0.033	0.05%	0.06%	0.037	0.00%	0.32%
11	0.028	0.05%	0.50%	0.033	0.02%	0.01%
12	0.025	0.38%	0.04%	0.031	0.05%	0.00%
13	0.023	0.17%	0.03%	0.025	0.00%	0.00%
14	0.021	0.03%	0.03%	0.023	0.00%	0.01%
15	0.021	0.01%	0.04%	0.021	0.00%	0.00%
16	0.019	0.05%	0.00%	0.020	0.00%	0.00%
17	0.018	0.02%	0.00%	0.019	0.00%	0.00%
18	0.016	0.00%	0.00%	0.018	0.00%	0.00%

Fuente: Elaboración Propia



Gráfica 10. Participación de masa en la estructura modelo empotrado (E.030 -2014/2016)

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 11. Participación de masa en la estructura modelo Dinámico (E.030 -2016)
Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Comparación de la cortante basal

Se analizó la cortante basal estática y dinámica, para el modelo empotrado y modelo incrementando flexibilidad en la base, para ambas normas se presenta los mismos valores que se describen en la siguiente tabla.

Tabla 72

Comparación de la cortante en la base -Dirección X

Modelo	Fuerza cortante en la base (Estático)	Fuerza cortante en la base (Dinámico)	$0.8 \cdot V_E$	Factor de Escalamiento
Empotrado	235.54	171.97	188.43	1.10
Interacción SE	219.15	195.07	175.32	0.89

Fuente. Elaboración propia

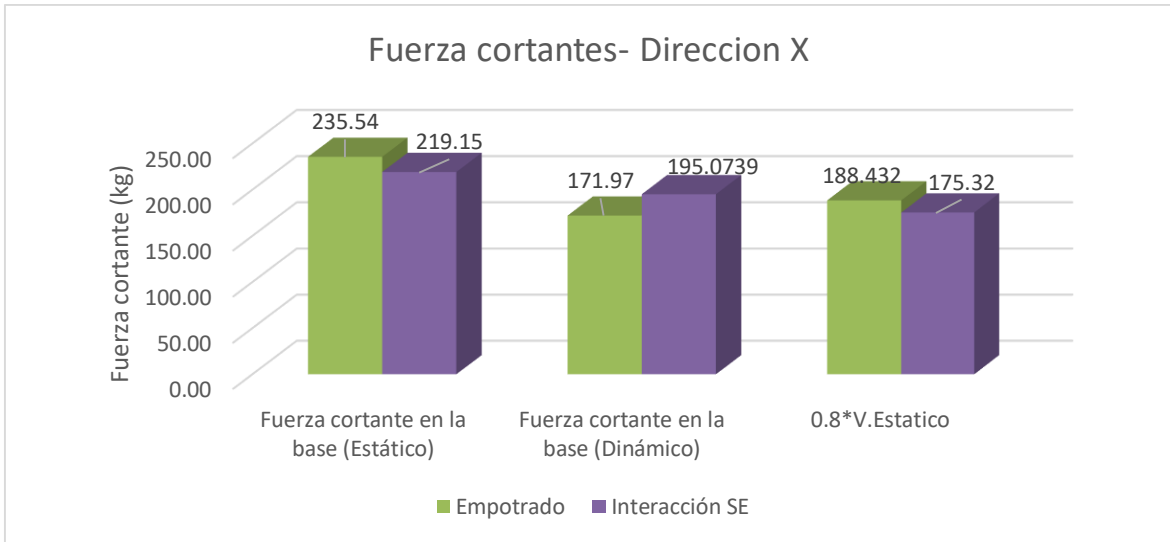
Tabla 73

Comparación de la cortante en la base -Dirección Y

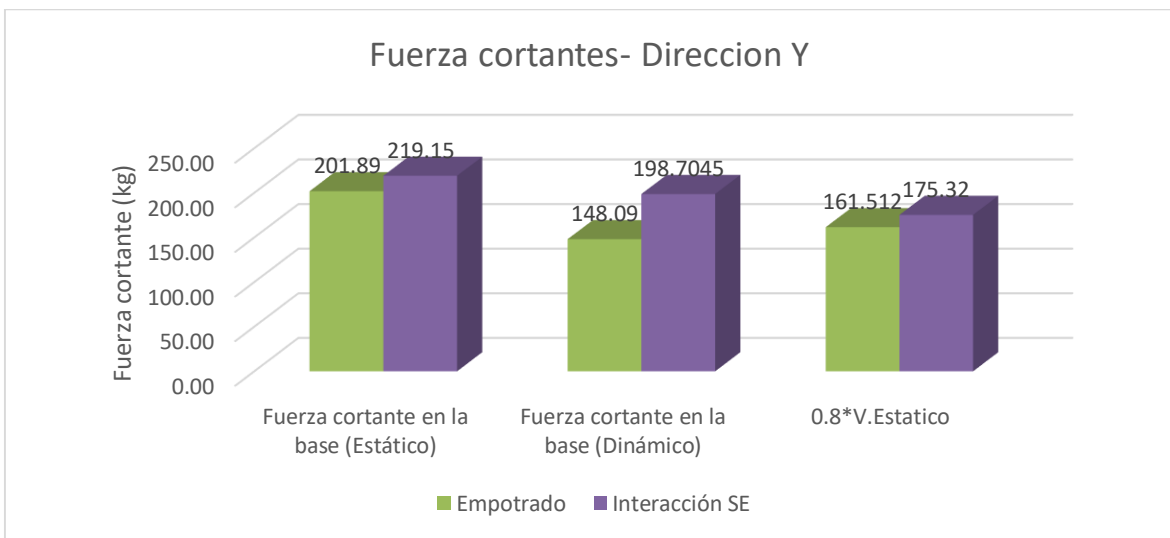
Modelo	Fuerza cortante en la base (Estático)	Fuerza cortante en la base (Dinámico)	$0.8 \cdot V_E$	Factor de Escalamiento
Empotrado	201.89	148.09	161.52	1.10
Interacción SE	219.15	198.70	175.32	0.88

Fuente. Elaboración propia

Como podemos ver en la **Tabla 72** y **Tabla 73**, para la dirección X, la fuerza cortante en la base del análisis dinámico espectral el modelo dinámico interacción suelo-estructura se ve incrementado 11.33% con respecto al modelo empotrado, y para la dirección Y incrementa en 28.13%.



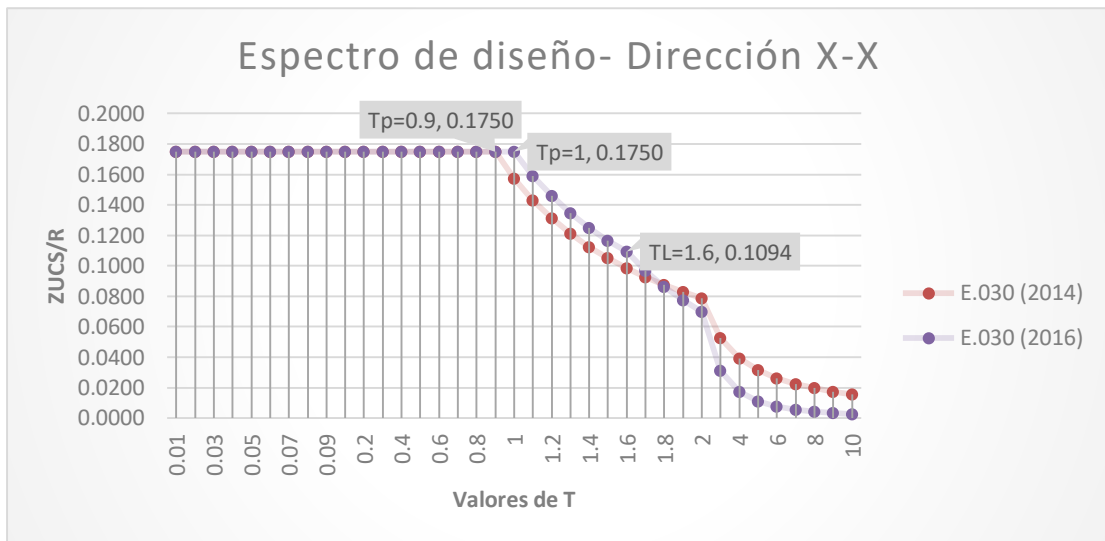
Gráfica 12. Verificación de fuerza cortante mínima- Dirección X
Fuente: Elaboración propia



Gráfica 13. Verificación de fuerza cortante mínima- Dirección X
Fuente: Elaboración propia

Mediante la **Gráfica 15** y **Gráfica 16**, se muestra que la cortante en la base modal espectral calculada para el modelo empotrado no cumple con la cortante mínima establecida en la norma (80% del cortante estático) para la dirección X y Y, así que se le afecta un factor de escalamiento.

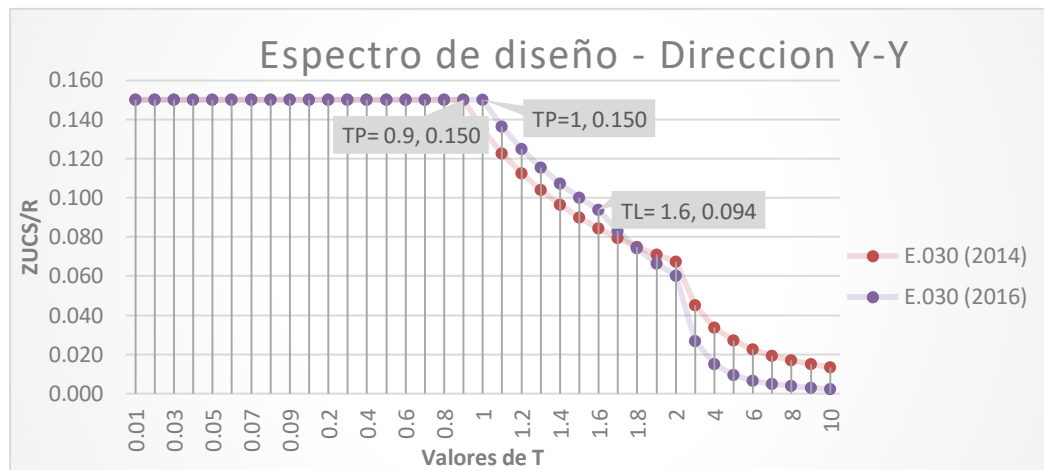
4.1.3. Comparación de espectro de diseño



Gráfica 14. Curva del espectro en el eje X-X
Fuente Elaboración propia

Para ambas normas E.030 (2014/2016), el periodo fundamental de vibración de la edificación para la dirección "X" es de 0.332s, esto debido a que el edificio tiene la misma distribución estructural.

Entonces la aceleración del suelo (S_a) para este periodo fundamental en X-X, se encuentra dentro de la plataforma del factor C, que es de 0.175; a pesar de que los parámetros sísmicos para ambas normas sean diferentes existe un porcentaje que aumenta en un factor y disminuye en otro, es decir, el factor de zona aumenta en un porcentaje de 16.67% y a la misma vez el factor de suelo disminuye en un porcentaje de 16.67%, con respecto de la norma E.030 (2016), entonces al realizar la fórmula para el cálculo del espectro, la aceleración del suelo viene a ser lo mismo para ambas normas dentro de la plataforma, por lo tanto el diseño viene a ser el mismo para ambos.



Gráfica 15. Curva del espectro en el eje Y-Y
Fuente Elaboración propia

Para ambas normas E.030 (2014/2016), el periodo fundamental de vibración de la edificación para la dirección “Y” es de 0.371s, esto debido a que el edificio tiene la misma distribución estructural.

Entonces la aceleración del suelo (S_a) para este periodo fundamental en Y-Y, se encuentra dentro de la plataforma del factor C, que es de 0.15; a pesar de que los parámetros sísmicos para ambas normas sean diferentes existe un porcentaje que aumenta en un factor y disminuye en otro, es decir, el factor de zona aumenta en un porcentaje de 16.67% y a la misma vez el factor de suelo disminuye en un porcentaje de 16.67%, con respecto de la norma E.030 (2016), entonces al realizar la fórmula para el cálculo del espectro, la aceleración del suelo viene a ser lo mismo dentro de la plataforma, por lo tanto el diseño viene a ser el mismo para ambas normas.

4.1.4. Comparación desplazamientos

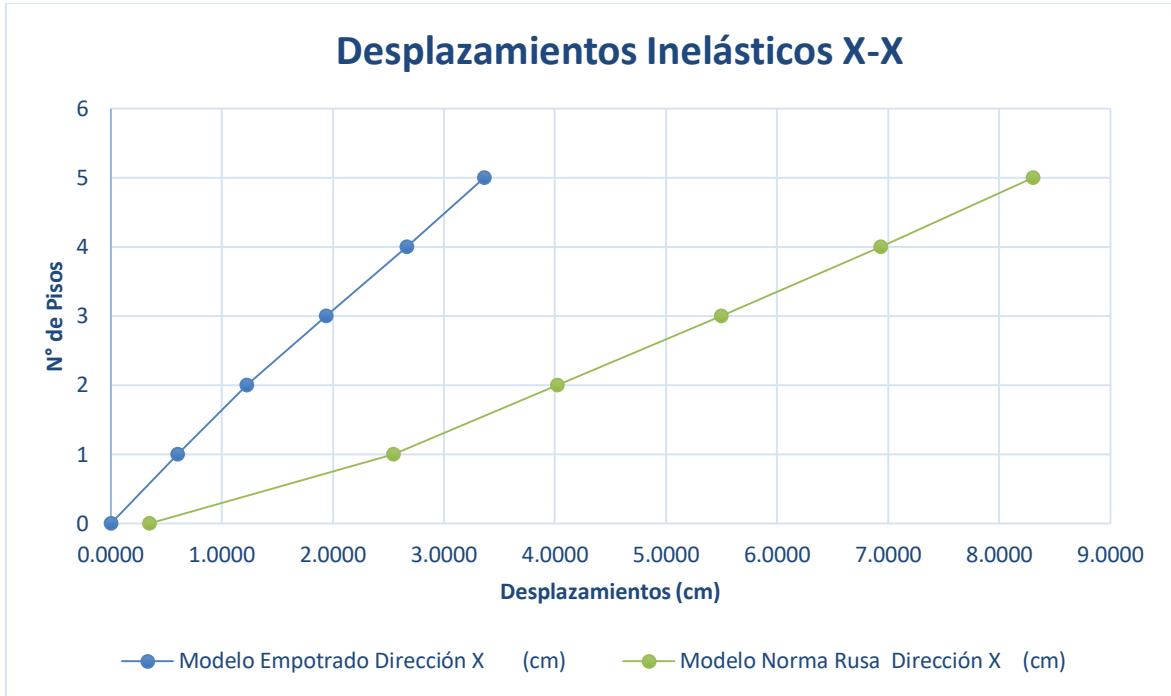
En la **Tabla 74**, **Gráfica 19** y **Gráfica 20** podemos notar que para el modelo empotrado en la dirección “X” tenemos un desplazamiento en el último nivel de 3.3620cm, mientras que para el modelo Norma Rusa tenemos 8.3074cm. Para la dirección “Y” en el modelo empotrado tenemos un desplazamiento en el último nivel 3.9578cm, mientras que en modelo Norma Rusa tenemos 8.8548 cm. Entonces sabemos que para el modelo con Interacción suelo estructura tiene mayores desplazamientos en ambas direcciones.

Tabla 74
Desplazamientos laterales máximos inelásticos

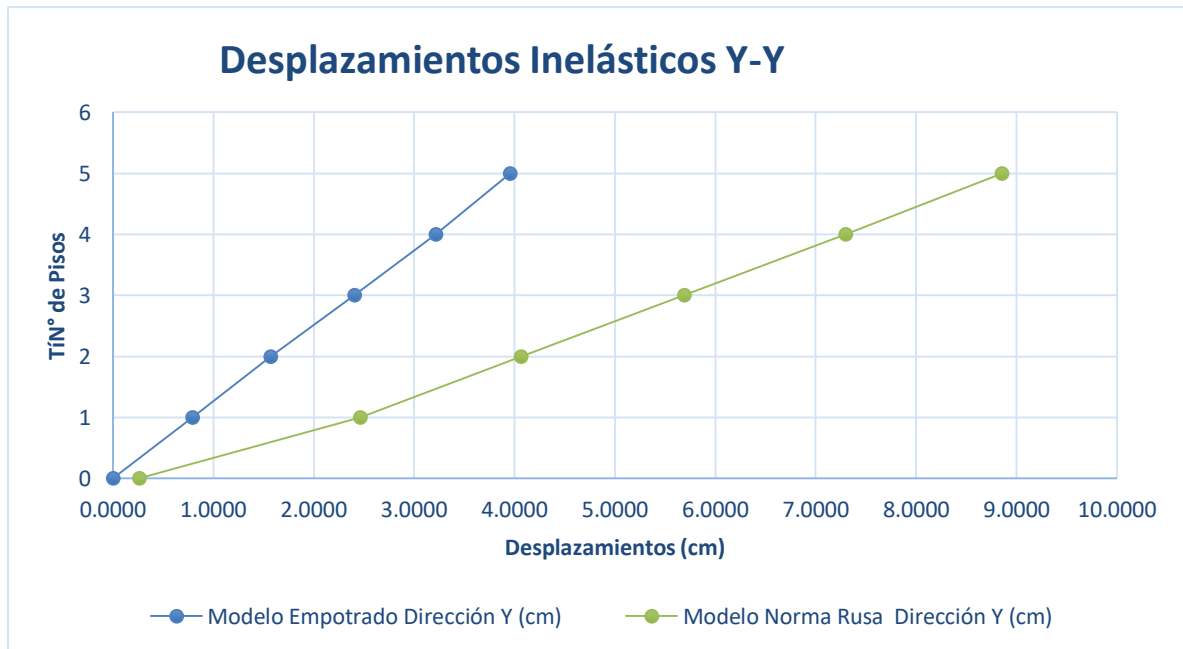
PISO	Modelo Empotrado			Modelo Norma Rusa	
	Altura	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)	Dirección X (cm)	Dirección Y (cm)
5	280	3.3620	3.9578	8.3074	8.8548
4	280	2.6639	3.2171	6.9298	7.295

3	280	1.9374	2.4060	5.4945	5.6873
2	280	1.2263	1.5677	4.0207	4.0625
1	475	0.5992	0.7877	2.5463	2.4622
Base	-	-	-	0.3452	0.2635

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 16. Desplazamientos en modelo empotrado y modelo dinámico - dirección "X"
Fuente: Elaboración propia



Gráfica 17. Desplazamientos en modelo empotrado y modelo dinámico - dirección "Y"
Fuente: Elaboración propia

4.1.5. Comparación de derivas

Según la **Tabla 75** y **Gráfica 21**, notamos que para la dirección X el modelo con base empotrada tiene una deriva máxima de 0.0026, y el modelo dinámico de la norma rusa de 0.0053; incrementando en un 103.85% con respecto al modelo empotrado.

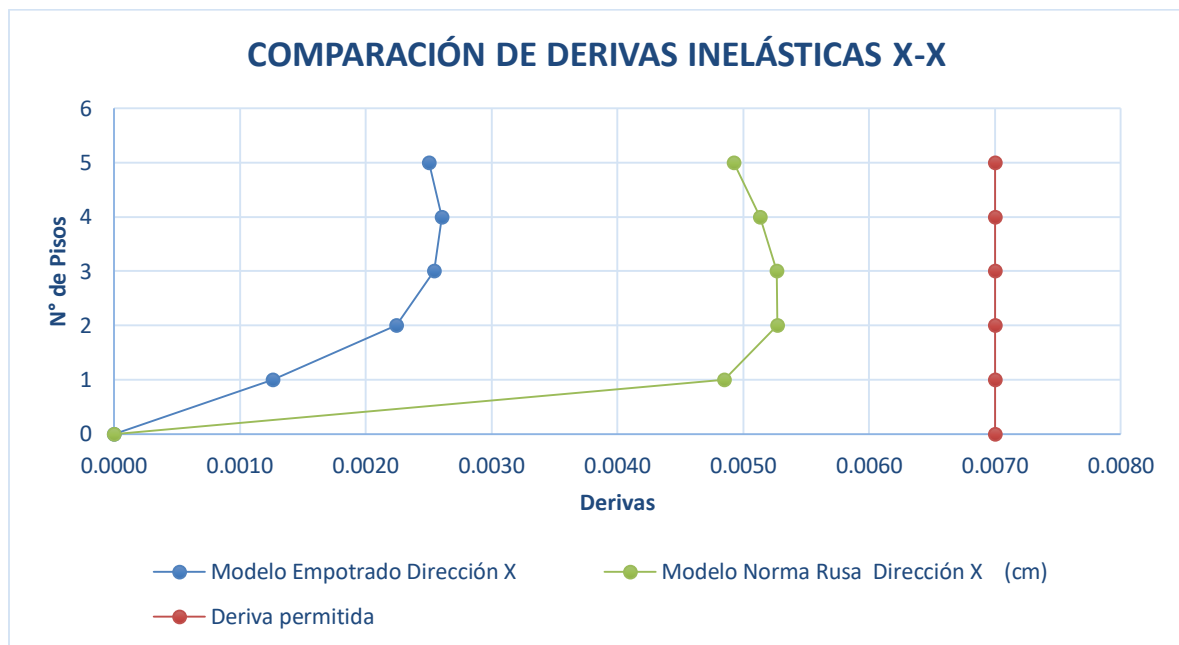
Según la **Tabla 75** y **Gráfica 22**, se mostró que la deriva máxima en la dirección Y, en el tercer nivel con un valor de 0.0030 por el método empotrado; para el método dinámico de norma de 0.0058 en el tercer nivel; entonces se ve incrementado en un 93.33 % con respecto al modelo empotrado.

Tabla 75

Comparación de derivas para la modelo empotrado y modelo norma rusa

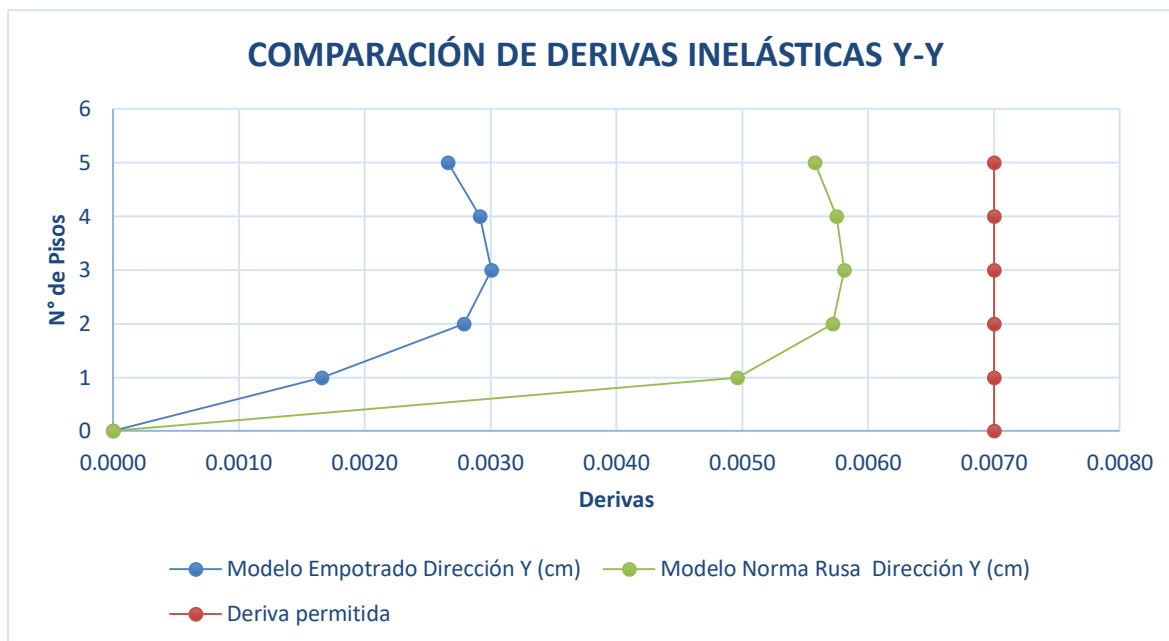
PISO	Modelo Empotrado (NTE E.030 2014-2016)		Modelo Norma Rusa		$\Delta_{max}(cm)$
	$\Delta X (cm)$	$\Delta Y (cm)$	$\Delta x (cm)$	$\Delta y (cm)$	
5	0.0025	0.0027	0.0049	0.0056	0.007
4	0.0026	0.0029	0.0051	0.0058	0.007
3	0.0025	0.0030	0.0053	0.0058	0.007
2	0.0022	0.0028	0.0053	0.0057	0.007
1	0.0013	0.0017	0.0048	0.0050	0.007
Base	-	-	-	-	0.007

Fuente. Elaboración propia



Gráfica 18. Derivas máximas de entrepiso - dirección X

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 19. Derivas máximas de entrepiso - dirección Y
Fuente: Elaboración propia

4.1.6. Comparación de junta sísmica

Tabla 76

Comparación junta sísmica

Descripción	NTE E.030 (2014)	NTE E.030 (2016)
Expresión	$3 + 0.004 * (h - 500)$	$0.006 * (h)$
Distancia (S)	10.71 cm	8.14 cm
Junta (S/2)	5.36 cm	4.07cm

Fuente: Elaboración propia

Según la **Tabla 76**, se muestra que la separación sísmica entre estructuras, se ve incrementado en un 32 % respecto a la norma E.030 (2014).

4.1.7. Comparación de costos

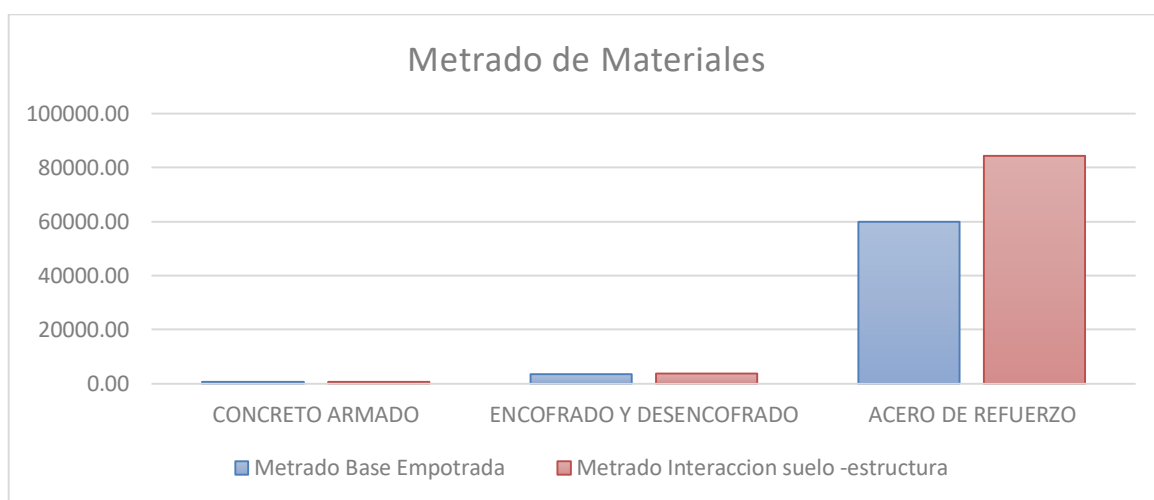
4.1.7.1. Metrado de materiales de Obras de Concreto Armado

Para la comparación de la cantidad de materiales necesarios para la Estructura, se hizo un metrado de las partidas más relevantes; para el modelo de base empotrada e interacción suelo-estructura.

Tabla 77*Metrado de Materiales de Obra de Concreto Armado*

Descripción		Metrado		%de Variación	
		Base Empotrada	Interacción suelo - estructura	Base Empotrada	Interacción suelo - estructura
Concreto armado	m	574.54	705.11	22.73	-18.52
Encofrado y desencofrado	m	3587.61	3787.87	5.58	-5.29
Acero de refuerzo	kg	59987.50	84201.73	40.37	-28.76

Fuente: Elaboración propia

**Gráfica 20.** Metrado de materiales

Fuente: Elaboración Propia

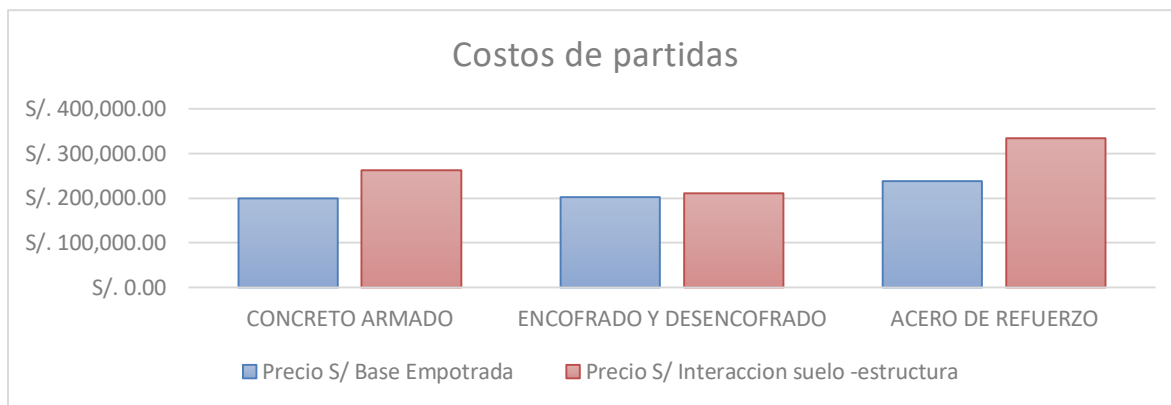
4.1.7.2. Costos por material

Los costos unitarios utilizados para el presupuesto son el producto de un análisis de precios unitarios que se ha realizado, los cuales se encuentran en la **Tabla 64** y **Tabla 66** (según modelo) el cual depende del elemento estructural a tratar.

Tabla 78*Costos de partidas*

Descripción	Precio S/		%de Variación	
	Base Empotrada	Interacción suelo - estructura	Base Empotrada	Interacción suelo - estructura
Concreto armado	S/. 200,064.84	S/. 262,770.66	31.34	-23.86
Encofrado y desencofrado	S/. 202,698.36	S/. 211,709.92	4.45	-4.26
Acero de refuerzo	S/. 238,150.36	S/. 334,280.86	40.37	-28.76

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 21. Costos de partidas relevantes
Fuente: Elaboración Propia

4.1.7.3. Costo por elemento estructural

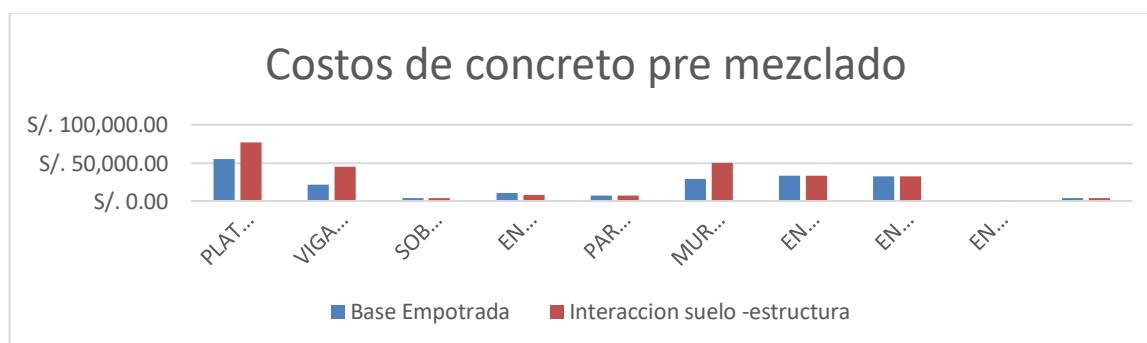
El metrado de todos los elementos estructurales y asignarles un precio, basado en el costo de materiales de construcción referencial, se tiene que el mayor incremento de los costos se dio en el precio del concreto de la platea de cimentación y vigas de cimentación.

Tabla 79

Comparación de costos por elementos estructural en concreto

CONCRETO PRE MEZCLADO	Base Empotrada	Interacción suelo - estructura	Incremento de Costo de Interacción
Platea de cimentación	S/. 54,999.94	S/. 76,497.63	S/. 21,497.69
Vigas de cimentación	S/. 21,735.25	S/. 44,821.97	S/. 23,086.72
Sobrecimientos reforzados	S/. 4,068.05	S/. 4,068.05	S/. 0.00
En columnas	S/. 10,862.57	S/. 8,528.80	-S/. 2,333.77
Para columnetas	S/. 7,112.42	S/. 7,112.42	S/. 0.00
Muros de corte	S/. 29,310.52	S/. 49,765.71	S/. 20,455.19
En vigas	S/. 33,229.47	S/. 33,229.47	S/. 0.00
En losas aligeradas	S/. 32,845.17	S/. 32,845.17	S/. 0.00
En losas macizas	S/. 1,649.58	S/. 1,649.58	S/. 0.00
Para escaleras	S/. 4,251.85	S/. 4,251.85	S/. 0.00

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 22. Costos de concreto pre mezclado por elemento estructural
Fuente: Elaboración propia

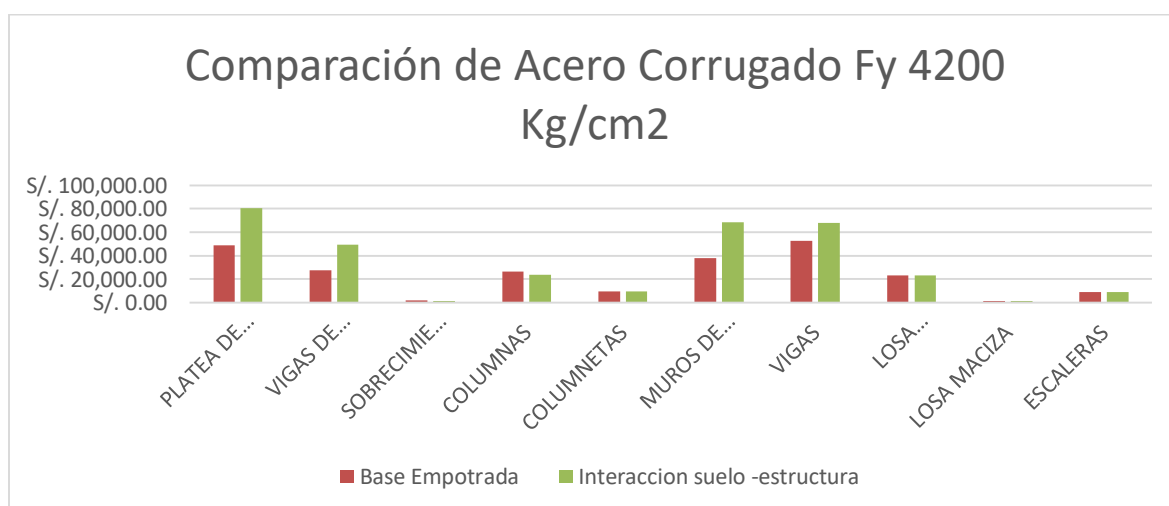
El mayor incremento de los costos se dio también en el precio del acero de muros de corte y platea de cimentación.

Tabla 80

Comparación de costos por elementos estructural en acero corrugado

ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2	Base Empotrada	Interacción suelo - estructura	Incremento de Costo de Interacción
Platea de cimentación	S/. 48,950.81	S/. 80,691.37	S/. 31,740.56
Vigas de cimentación	S/. 27,678.32	S/. 49,605.86	S/. 21,927.54
Sobrecimiento armado	S/. 1,911.23	S/. 1,382.02	-S/. 529.21
Columnas	S/. 26,361.13	S/. 23,591.09	-S/. 2,770.04
Columnetas	S/. 9,237.51	S/. 9,237.51	S/. 0.00
Muros de corte	S/. 38,089.52	S/. 68,604.62	S/. 30,515.10
Vigas	S/. 52,663.68	S/. 67,910.22	S/. 15,246.55
Losa aligerada	S/. 23,072.29	S/. 23,072.29	S/. 0.00
Losa maciza	S/. 1,490.91	S/. 1,490.91	S/. 0.00
Escaleras	S/. 8,694.96	S/. 8,694.96	S/. 0.00

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 23. Costos de acero corrugado por elemento estructural

Fuente: Elaboración propia

4.1.7.4. Presupuesto Directo

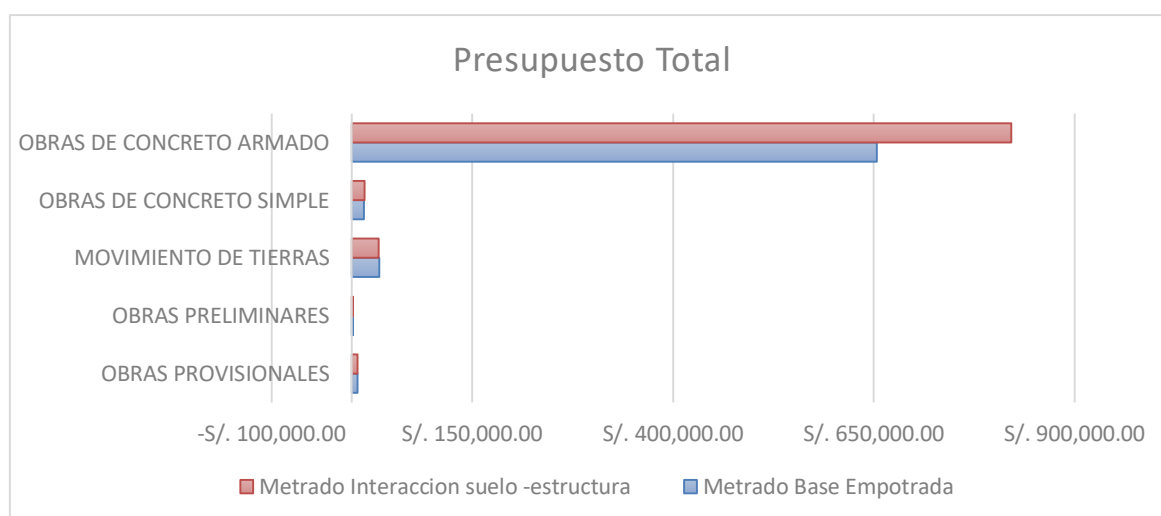
Tabla 81

Comparación de Presupuesto directo

Item	Descripción	Base Empotrada	Interacción suelo - estructura
01.00.00	OBRAS PROVISIONALES	S/. 7,460.20	S/. 7,460.20
02.00.00	OBRAS PRELIMINARES	S/. 1,826.82	S/. 1,826.82
03.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/. 34,238.06	S/. 33,174.41
04.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	S/. 15,413.84	S/. 15,728.15

05.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	S/. 653,923.24	S/. 821,771.12
	COSTO DIRECTO	S/. 712,862.16	S/. 879,960.70

Fuente: Elaboración propia



Gráfica 24. Comparación de Presupuesto General de Estructuras

Fuente: Elaboración propia

4.1.7.5. Presupuesto Total

Tabla 82

Comparación de Monto de Inversión total para ambos modelos.

DESCRIPCIÓN	BASE EMPOTRADA	INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA	INCREMENTO COSTOS
VIVIENDA MULTIF.	S/. 712,862.16	S/. 879,960.70	S/. 167,098.54
COSTO DIRECTO	712,862.16	879,960.70	167,098.54
GASTOS G. 6%	42,771.73	6% 52,797.64	10,025.91
UTILIDAD 5%	35,643.11	5% 43,998.04	8,354.93
SUB TOTAL	791,277.00	976,756.37	185,479.37
IGV	142,429.86	175,816.15	33,386.29
PRESUPUESTO TOTAL	S/. 933,706.86	S/. 1,152,572.52	S/. 218,865.66

Fuente: Elaboración propia

Concluyendo la comparación de modelo de base empotrada e interacción suelo-estructura, el cual tiene un costo de S/. 1,152,572.52 respectivamente, esto debido que al interactuar el suelo con la estructura presento cambios por lo que se tuvo que controlar incrementando placas para la dirección X-X y Y-Y, esto debido a que el suelo donde se va a cimentar no es un suelo bueno debido a esto la estructura aumento en costo que es necesario ya que es un diseño real y es como la estructura reaccionara realmente ante un evento sísmico.

4.2. Discusión de resultados

Según Villarreal, (2017), en su libro de interacción sísmica suelo-estructura con pletas de cimentación, concluye que comparando el modelo empotrado y Norma Rusa para el sismo Y, incrementa la fuerza cortante en 0.53%, Por lo tanto los resultados de nuestra presente investigación confirma que para la dirección "Y" la fuerza cortante para el modelo Norma Rusa aumenta en 28.13%. Además no se cumple con la premisa que la interacción suelo-estructura disminuye las fuerzas internas máximas.

Según Villarreal, (2017), menciona que mediante el análisis sísmico con interacción suelo-estructura incrementa el periodo de la primera forma de vibración del 14.85% al 65.41% por el modelo dinámico Norma Rusa, Por lo tanto nuestros resultados afirman que el análisis sísmico con el modelo dinámico con flexibilidad en la base de la Norma Rusa, incrementa en 33.51% del modelo empotrado, encontrándose dentro de los rangos determinados por el PH.D Genner Villareal.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. Se revisó, estudió y analizó los parámetros sísmicos de las normas E.030 2014, para poder entender su modo de aplicación al análisis sísmico modal de la estructura, para un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado; se concluye lo siguiente:
 - ✓ En primer lugar, la norma peruana E.030-2014 presenta tres zonas sísmicas (1,2 y 3) teniendo estas sus factores de zona Z igual a 0.15, 0.30 y 0.40 respectivamente y la E.30-2016 en cuatro zonas sísmicas (1,2,3 y 4) teniendo estas sus factores de zona Z igual a 0.10, 0.25, 0.35 y 0.45 respectivamente. Por lo tanto Juliaca para la E.030 -2014, se encuentra en la zona 2 y en la zona 3 para la norma E.030- 2016 y su factor de zona Z, ha incrementado en un 16.67 % para el año 2016.
 - ✓ Según la norma E.030 vigente a pesar de tener el mismo estrato o perfil de suelo en la costa, sierra y selva, el suelo recibe distinta aceleración del sismo puesto que el perfil de suelo se comportará de manera distinta, por lo tanto, para obtener el factor del suelo S no solo dependerá del tipo de suelo, sino que dependerá de la zonificación sísmica donde se ubicará la estructura. Los valores de la versión vigente con la antigua no se pueden comparar puesto que ambos valores tienen diferentes conceptos. En la versión anterior se tiene un factor de suelo que define la amplificación de la roca hacia la superficie, mientras que la versión vigente indica la diferencia de aceleración del perfil de suelo con respecto al suelo bueno (S1) en función de una aceleración probable.

Se concluye que para la norma vigente E.030 (2016), para el tipo de suelo "S3", el factor de suelo que le corresponde disminuye en un 16.6% con respecto a la norma E.030 (2014), esto hace que al reemplazar los valores para hallar la cortante basal los valores sean los mismos para ambos casos por lo que no existe variación respecto al diseño ya que tendremos las mismas derivas y desplazamientos.

- ✓ En la versión vigente, para el tipo de edificaciones esenciales se ha desglosado en A1 y A2 donde el tipo de edificaciones que se encuentren dentro de A1 deben considerar aislamiento si se encuentran en la zona sísmica 4 y 3 y para la zona

1 y 2 el proyectista podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico, y en el caso que no se use aislamiento sísmico el valor de U será como mínimo 1.5.

- ✓ Para el cálculo del factor de amplificación sísmica en la versión vigente se utilizan rangos referentes a los periodos TP y TL, lo que no sucede con la versión anterior ya que el factor TL no estaba estipulado en la versión anterior.

2. Con los parámetros sísmicos para la versión anterior de la norma E.030 (2014) en la zona 2, se pudo realizar el análisis dinámico modal espectral donde el espectro de pseudo-aceleraciones tiene una aceleración S_a : 0.175 en la zona de la plataforma al igual que para la norma vigente, ubicada en una zona 3. Y estos valores se ven reflejado en el desplazamiento y la fuerza cortante.

- ✓ Debido a que las fuerzas internas tanto para vigas columnas y placas son las mismas tanto para la NTE E.030(2014) y la NTE E.030(2016) en un modelo Empotrado en la base, por lo que el diseño estructural del proyecto de vivienda multifamiliar, no se ve afectado al momento de diseñar cada uno de los elementos estructurales.

- ✓ Al culminar todo el análisis se concluye que para este proyecto de vivienda multifamiliar de 5 niveles, ubicada en el distrito de Juliaca, cimentada sobre un tipo de suelo "S3", no hay ningún beneficio económico puesto que no hay una variación que implique aumentar dimensiones o refuerzo, por consiguiente, diseñar el mismo edificio bajo los parámetros sísmicos definidos con la E.030-2014 como con la E.030-2016 no altera el diseño, lo cual niega la hipótesis de la presente investigación; todo esto realizando mediante un modelo empotrado.

3. Se puede concluir después de haber realizado la comparación, el modelo empotrado en la base, y el modelo con flexibilidad en la base (Modelo Norma Rusa), concluimos lo siguiente.

- ✓ Se concluye que los desplazamientos máximos en la dirección "Y" son mayores para el modelo Interacción suelos estructura incrementado en un porcentaje de 123.85% con respecto al modelo Empotrado; de la misma forma en la dirección "X", incrementando en un porcentaje de 147.24 % con respecto al modelo empotrado.

- ✓ En cuanto a las distorsiones de entrepiso (derivadas), en dirección "X" y "Y" se concluye que para el modelo con flexibilidad en la base presenta valores más cercanos a los límites de derivadas permitidas por la norma E.030.
 - ✓ Al determinar la fuerza cortante en ambas direcciones de una edificación de sistema dual, el modelo de interacción suelo estructura aumenta en un 11.33% en la dirección "X" con respecto al modelo empotrado; así mismo en la dirección "Y", con un incremento de 28.13%; concluyendo que la fuerza cortante en la base para el modelo de interacción suelo estructura está mucho más cercana de la mínima establecida por la norma E.030.
4. Al realizar el análisis comparativo en cuanto a costos en concreto, acero para el modelo empotrado y para el modelo con Interacción Suelo-Estructura, con los diseños realizados, se concluye lo siguiente:
- ✓ Al realizar el metrado de todos los elementos estructurales y asignarles un precio, basado en el costo de materiales de construcción referencial, se tiene que el mayor incremento de los costos se dio en el precio en acero de la platea de cimentación. Este incremento fue de S/. 31,740.56, y en los precios de concreto, incrementó el valor de las vigas de cimentación con un costo más de S/. 21,927.54, frente al análisis realizado con la base empotrada.
 - ✓ En cuanto al presupuesto general para el modelo con interacción suelo estructura aumenta en un 23.44% que equivale a S/. 218,865.66 nuevos soles, se puede decir que este modelo nos muestra cómo influye la flexibilidad del suelo hacia la estructura, y cómo se comportará realmente ante un evento sísmico, se concluye que este costo es necesario para esta edificación ya que es un costo real y necesario para poder hacer frente a futuros eventos sísmicos.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda que se realicen más comparaciones en el distrito de Juliaca, para otros tipos de condiciones geotécnicas, y que también la estructura presente algún tipo de irregularidad para verificar si existen variaciones en el diseño con respecto a la normativa actual.

A la fecha se ha aprobado una nueva modificación de la normativa E.030, la cual ha sido aprobada el 05 de mayo del 2018, se recomienda realizar un nuevo estudio por lo tanto el ingeniero estructural se debe capacitar constantemente debido a que las normativas se van actualizando conforma avanzan las investigaciones, es vital que el ingeniero estructural tenga en cuenta todos los criterios de diseño estipulados en el reglamento nacional de edificaciones.

Se recomienda realizar una comparación para una edificación de niveles superiores a 5 pisos esto debido a que en la nueva norma se incrementó un factor TL que básicamente sirve para analizar estructuras con periodos de vibración muy largos mayores a 2.5 para nuestro caso no supera este valor debido a que el factor T es menor que el factor TP.

Como recomendación, la norma E.030 diseño sismorresistente, debería adoptar una modificación respecto al factor R ya que a norma chilena utiliza un factor dependiendo del tipo de análisis (estático - modal espectral).

Referencias

- Blanco Blasco, A. (1997). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Recuperado de <http://es.slideshare.net/esmaton/estructuracion-y-diseo-de-edificaciones-de-concreto-armado-antonio-blanco-blasco>
- Cabrera, E. (2003). Diseño estructural en concreto armado de un edificio de nueve pisos en la ciudad de Piura (Tesis de pregrado). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- Carazas, L. (2014). Planificación y Control del Costo y Plazo de la Construcción del proyecto de oficinas Schreiber 220 (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Correa, M, & Machado, L. (2015). Comparación económica al diseñar edificios de hormigón armado de 7 y 14 pisos, con la NEC-11 y el CEC-2000 (Tesis de maestría). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- De la Torre, P. (2009). Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en concreto armado (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Del Pino, A. (2016). Diseño estructural en concreto armado de un edificio con seis pisos, ubicado en Jesús María – Lima (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Harmsen, T. (2005). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima, Perú: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hernández, L. (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Loa, G. (2017). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Orbea, C. (2014). Análisis comparativo de comportamiento estructural en los edificios: hospitalización 2, c. obstetricia, c. quirúrgico, método tradicional (nec-11, cec 2002) vs método con aislación sísmica de base (nch-2745) (Trabajo de graduación de pregrado). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.

- Sauñe, A. (2008). Desarrollo del proyecto de estructuras de un edificio destinado a viviendas con semisotano, primer piso y cuatro pisos típicos (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Tafur, A. (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Valderrama, C, & Meza, José. "Influencia de la interacción suelo - estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas" (Proyecto de titulación de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú. A, G. (12 de MAYO de 2016). Concreto Armado. Obtenido de https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=4&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjv6CptJ_PAhVJGB4KHZzBAocQFggsMAM&url=http%3A%2F%2Fwww.sena.mhi.gob.pe%2Fmain_down.php%3Fub%3Ddma%26id%3Dprono_peru_esp&usq=AFQjCNHPE LZVASksaO-82P_cz9AcbauEcA&b
- Barragán, A. A., & Cevallos, J. I. (2015). Analisis Comparativo Entre Un Edificio Con Porticos Resistentes A Momentos Con La Inclusion De Amortiguadores De Masa Sintonizada Y Un Edificio Con Sistema Dual De Muros De Corte". GUAYAQUIL: Escuela Superior Politécnica Del Litoral. Obtenido de <https://www.dspace.espol.edu.ec/retrieve/93578/D-CD70141.pdf>
- Canales, G. J. (MARZO de 2017). DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/8351>
- Cola, M. V. (Octubre de 2016). repositorio.uide.edu.ec. Obtenido de <http://repositorio.uide.edu.ec/bitstream/37000/1545/1/T-UIDE-1107.pdf>

- Cotrina, L. Á. (NOVIEMBRE de 2014). Planificación y Control del Costo y Plazo de la Construcción del. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/7867>
- Galicia Guarníz , W., & León Vasquez , J. (2017). INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON PLATEAS DE CIMENTACION. INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON, 48.
- Gutiérrez, A. T. (OCTUBRE de 2012). DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA, CON UN SÓTANO Y SEIS PISOS, UBICADO EN MAGDALENA. Obtenido de https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwi--7an_J3UAhWDMYKHDa7AssQFggmMAA&url=http%3A%2F%2Ftesis.pucp.edu.pe%2Frepositorio%2Fbitstream%2F123456789%2F1688%2F1%2FTAFAUR_ANIBAL_DISENO_EDIFICIO_SEIS_PISOS_MA
- Hermosa, D. L. (1997). DISEÑO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE 6 NIVELES EN CONCRETO ARMADO. Obtenido de http://tesis.pucp.edu.pe:8080/repositorio/bitstream/handle/123456789/147/DE-LA-TORRE_PEDRO_DISE%3%91O_EDIFICIO_6_NIVELES_CONCRETO_ARMADO.pdf?sequence=1 &isAllowed=y
- Hernández, A. (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada. Obtenido de [file:///C:/Users/Byron/Downloads/HERNANDEZ_PINEDO_LUIS_ALBA%3%91ILERIA_CONFINADA%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/Byron/Downloads/HERNANDEZ_PINEDO_LUIS_ALBA%3%91ILERIA_CONFINADA%20(1).pdf)
- INN, I. N. (2012). Diseño sísmico de edificios. Chile: INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION -INN.

Quispe Enciso, M., & Terry Rajkovic, L. (2017). Análisis comparativo del diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado de 7 pisos en Lima empleando la Norma E030 (versión 2016 vs versión 2003). Lima, Perú: Repositorio Academico UPC.

Reglamento Nacional Edificaciones E.020 2006. (s.f.). Obtenido de <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Reglamento Nacional Edificaciones E.030 2014. (s.f.). Obtenido de <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Reglamento Nacional Edificaciones E.030 2016. (s.f.). Obtenido de <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Reglamento Nacional Edificaciones E.060 2009. (s.f.). Obtenido de <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Reyes, A. S. (JUNIO de 2008). Desarrollo del proyecto de estructuras de un edificio destinado a viviendas con semisotano, primer piso y cuatro pisos típicos. Obtenido de

https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwixv-71_J3UAhXCWSYKHfJzBfcQFggmMAA&url=http%3A%2F%2Ftesis.pucp.edu.pe%2Frepositorio%2Fbitstream%2Fhandle%2F123456789%2F161%2FSAU%25C3%2591E_ALBERTO_DESARROLLO_PROY

Rodríguez, C. J. (diciembre de 2014). "Influencia de la interacción suelo - estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporricada con zapatas aisladas". Obtenido de http://repositorioacademico.upc.edu.pe/upc/bitstream/10757/346266/1/Tesis+VALDERRAMA_CC.pdf

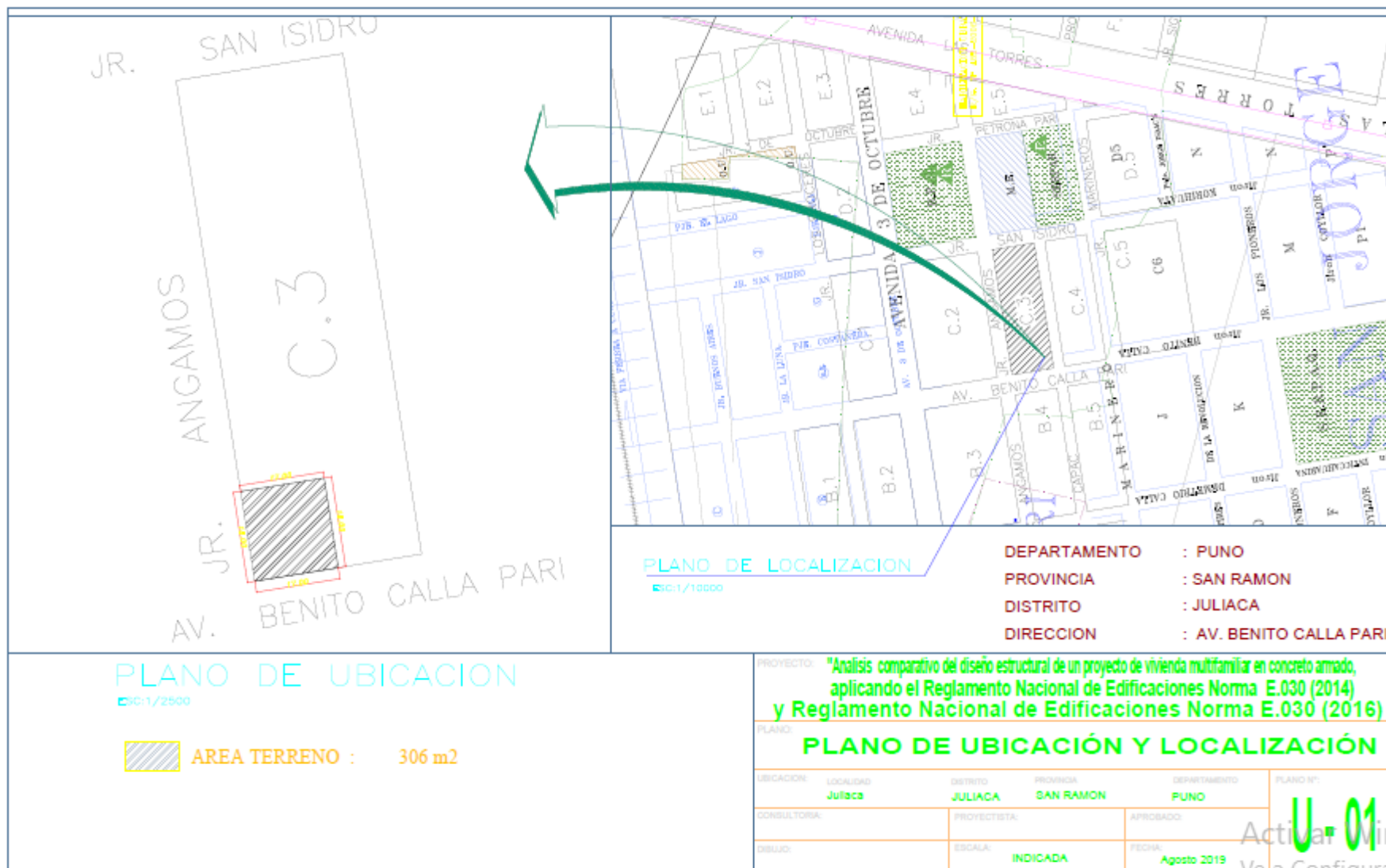
Rojas, C. (2014). Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras.

Soto Florez, H., García Acurio, M., & Moscoso Nieves, D. (2016). Análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones de entrepiso - deriva y fuerzas cortantes de una edificación de concreto armado con sistema dual, mediante los análisis sísmico dinámico, aplicado con la norma de diseño sismorresistente E.030 d. Cusco, Perú: Universidad Andina del Cusco. Obtenido de <http://repositorio.uandina.edu.pe/handle/UAC/722>

Villarreal Castro, G. (2017). Interacción Suelo-Estructura en edificaciones con platea de cimentación. Lima, Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.

ANEXOS

Anexo 1: Plano de ubicación del proyecto



Anexo 2: Estudio de suelos



MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: "ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030 (2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030 (2016)"



SECTOR: URB. ESCURI CCORIHUATA "C-3" LOTE N° 1 Y 2

DISTRITO	JULIACA
PROVINCIA	SAN ROMAN
REGION	PUNO

JULIO DEL 2017



MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULMCA
 GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
 LABORATORIO REGIONAL DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO	ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO APLICADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.006(2011) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.006(2016)
SOLICITA	ING. BRYON LEONARDO REMACHE ORTIGA
MUESTRA	CALICATA N° 01 - ESTRATO - 2 (0.30 m - 1.20 m)
UBICACION	IRB - ESOUR COOPERATIVA 02 "C" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	Marzo, 16 de Julio de 2017

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75.000						Peso l. : 842.99 Grs
2 1/2"	63.000						Peso l. : Grs
2"	50.000						
1 1/2"	37.500						grava : 1.90
1"	25.000						Arena : 37.30 %
3/4"	19.000						Fino : 80.90 %
1/2"	12.500						W natural : 13.25 %
3/8"	9.500				100.00		
No.04	4.750	15.95	1.80	1.80	98.20		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.10	2.000	27.90	3.20	5.00	95.00		L.L. : 30.75 %
No.20	0.840	39.90	4.60	9.60	90.40		L.P. : 23.77 %
No.40	0.425	65.90	7.70	17.30	82.70		I.P. : 6.98 %
No.100	0.150	86.00	10.20	27.80	72.50		CLASIFICACION
No.200	0.075	88.00	11.80	39.10	60.90		SUCS : ML
<No.200		512.99	60.90	100.00			AASHTO : A-4(5)
		842.99					

REPRESENTACION GRAFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULMCA
 GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
 Ing. RICHARDO AYANI ACERO
 CAP. 106936
 PLANTA 006



MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO	ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E 030(2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E 030(2018)
SOLICITA	INCH BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA	CALICATA N° 81 - ESTRATO - 2 (8.80 m - 1.20 m)
UBICACIÓN	URB. ESCUELA COORRHUATA MZ "C" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	mañana 18 de julio de 2017

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-424)

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	35	25	10	6T	6T
01. No. DE GOLPES	35	25	10		
02. TARRO No.	3	4	5		
03. SUELO HUMEDO * TARRO g	30.45	31.25	30.25	10.60	11.21
04. SUELO SECO * TARRO g	26.00	26.50	25.65	9.35	9.85
05. PESO DEL AGUA g	4.45	4.75	4.60	1.25	1.36
06. PESO DEL TARRO g	11.02	11.08	11.16	4.10	4.32
07. PESO DEL SUELO SECO g	14.98	15.42	14.49	5.25	5.73
08. HUMEDAD %	29.71	30.80	31.75	23.81	23.73
L.L.=	30.75 %	L.P.=	23.77 %	LP.=	6.98 %

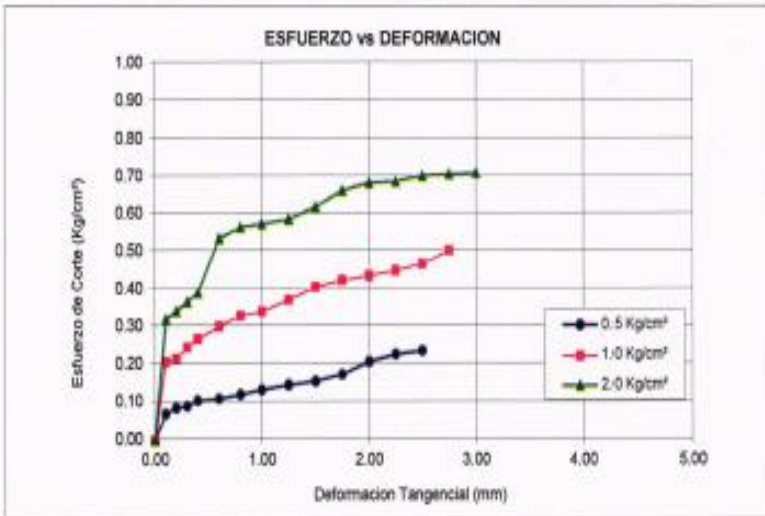


MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
Ing. *[Signature]* Aroni Acevo
CIP. 109838
MAESTRO



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM - D3080)

PROYECTO	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2016)
SOLICITA	BACH. BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA	CALCATA Nº01 - ESTRATO - 3 (1.20m-2.99m)
UBICACIÓN	URB. ESCURRI CCORRHJATA MZ "C"-J LOTE Nº 1 Y 2
FECHA	martes, 18 de julio de 2017



FALLAS	X	Y
ESPCIMEN 01	0.50	0.235
ESPCIMEN 02	1.00	0.305
ESPCIMEN 03	2.00	0.710

POR ESTIMACION DE PARAMETROS

Si: $\hat{y} = ax + b$

$$a = \frac{\sum (xy) - \left(\frac{\sum x \cdot \sum y}{n} \right)}{\sum (x^2) - \frac{(\sum x)^2}{n}}$$

$$b = \bar{y} - a \bar{x}$$



Si: $y = ax + b$

$a = 0.3009$
 $b = 0.1320$

Valores obtenidos f(x)=y

x	y
0.00	0.132
0.50	0.282
1.00	0.433
1.50	0.583
2.00	0.734
2.50	0.884
3.00	1.035
3.50	1.185
4.00	1.336
4.50	1.486

$C = y = b$

$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{ax + b - C}{x} \right)$

Donde:

- ϕ = Angulo de fricción
- C = Cohesión (para x=0)

Resistencia Máxima:	
C =	0.13
$\phi =$	16.75°

OBSERVACIONES:

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN ROMÁN - JURISDICCIÓN
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA

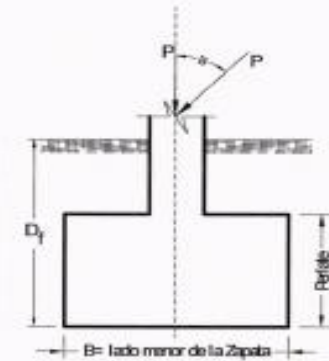
[Firma]

Tig. Ricardo Arant Acero
CIP. 109836
PLANTAS Y...



MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO	ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2016)
SOLICITA	BACH. BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA N°	CALICATA N°01 - ESTRATO - 3 (1.20m-2.50m)
ESTADO DE LA MUESTRA	INALTERADO
UBICACIÓN	URB. ESCURI CCORIHUATA MZ "C-3" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	martes, 16 de julio de 2017



CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA

CALICATA	MUESTRA	SUCS	EUCACION GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA																					
			DIMENSIONES DE LA ZAPATA			PROPIEDADES DE LOS SUELOS				FACTORES DE CARGA			FACTORES DE FORMA			FACTORES DE PROFUNDIDAD			FACTORES DE INCLINACION			qu	FS=	τ _i
			B	L	Df	φ	β	γ	c	Nq	Nc	Ny	Fcs	Fqs	Fys	Fcd	Fqd	Fyd	Fci	Fqi	Fyi	(kg/cm ²)		(kg/cm ²)
C-01	M-3 (UNICA)	CL	0.50 m.	1.50 m.	2.50 m.	16.75 °	0 °	1.50	0.13	4.659	12.156	3.406	1.128	1.100	0.867	1.549	1.419	1.000	1.000	1.000	1.000	3.114	3	1.038
			1.00 m.	1.50 m.	2.50 m.	16.75 °	0 °	1.50	0.13	4.659	12.156	3.406	1.255	1.201	0.733	1.476	1.363	1.000	1.000	1.000	1.000	3.339	3	1.113
			1.50 m.	1.50 m.	2.50 m.	16.75 °	0 °	1.50	0.13	4.659	12.156	3.406	1.383	1.301	0.600	1.412	1.314	1.000	1.000	1.000	1.000	3.526	3	1.175
			2.00 m.	2.00 m.	2.50 m.	16.75 °	0 °	1.50	0.13	4.659	12.156	3.406	1.383	1.301	0.600	1.358	1.273	1.000	1.000	1.000	1.000	3.497	3	1.166
			2.50 m.	2.50 m.	2.50 m.	16.75 °	0 °	1.50	0.13	4.659	12.156	3.406	1.383	1.301	0.600	1.400	1.305	1.000	1.000	1.000	1.000	3.655	3	1.218

FORMA	NOTA: PARA FACTORES PROFUNDIDAD:			
	Condicion A:		Condicion B:	
	$\frac{D_f}{B} \leq 1$		$\frac{D_f}{B} > 1$	
OK	5.00	NO CUMPLE	5.00	CUMPLE
OK	2.50	NO CUMPLE	2.50	CUMPLE
MAL	1.67	NO CUMPLE	1.67	CUMPLE
MAL	1.25	NO CUMPLE	1.25	CUMPLE
MAL	1.00	CUMPLE	1.00	NO CUMPLE




 Ing. Aroni Acero
 C. 09834
 PLANTEAMIENTO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS



PROYECTO	: ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2016)
SOLICITA	: BACH. BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA	: CALICATA N°01 - ESTRATO - 3 (1.20m-2.50m)
UBICACIÓN	: URB. ESCURI COORHUATA MZ "C-3" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	: martes, 18 de julio de 2017

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

Tamices ASTM	Abertura mm	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	75.000						Peso l. : 650.00 Gra
2 1/2"	63.000						Peso L. : Gra
2"	50.000						
1 1/2"	37.000						grava : 0.00
1"	25.000						Arena : 36.10 %
3/4"	19.000						Fino : 63.90 %
1/2"	12.500						W natural : 17.45 %
3/8"	9.500						
No.04	4.750				100.00		LIMITES DE CONSISTENCIA
No.10	2.000	12.00	1.80	1.80	98.20		L.L. : 36.58 %
No.20	0.840	18.00	2.80	4.60	95.40		L.P. : 24.64 %
No.40	0.425	45.00	6.90	11.50	88.50		I.P. : 11.94 %
No.100	0.150	65.00	10.00	21.50	78.50		CLASIFICACION
No.200	0.075	95.00	14.60	36.10	63.90		SUCS : CL
<No.200		415.00	63.90	100.00			AASHTO : A-6(8)
		650.00					

REPRESENTACION GRAFICA TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD

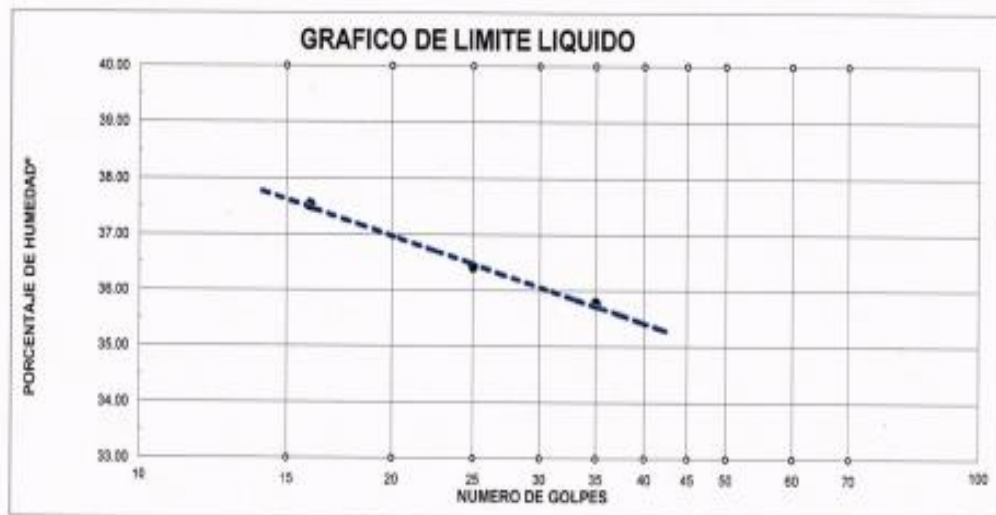




PROYECTO	: ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO
	: ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL, NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E 030(2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E 030(2016)
SOLICITA	: BACH. BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA	: CALICATA N°01 - ESTRATO - 3 (1.20m-2.58m)
UBICACIÓN	: URB. ESCURI CCORIHUATA MZ "C-3" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	: martes, 18 de julio de 2017

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-424)

DESCRIPCION	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	35	25	16	5T	6T
01. No. DE GOLPES	35	25	16		
02. TARRO No.	3	4	5		
03. SUELO HUMEDO * TARRO g	31.02	32.54	34.21	9.48	10.12
04. SUELO SECO * TARRO g	25.75	26.81	27.92	8.42	8.93
05. PESO DEL AGUA g	5.27	5.73	6.29	1.08	1.19
06. PESO DEL TARRO g	11.02	11.08	11.16	4.10	4.12
07. PESO DEL SUELO SECO g	14.73	15.73	16.76	4.32	4.81
08. HUMEDAD %	35.78	36.43	37.53	24.54	24.74
L.L.=	36.58 %	L.P.= 24.64 %	I.P.= 11.94 %		





MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMÁN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2014) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2018)
SOLICITA	BACH. BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA	CALICATA N°91 - ESTRATO - 3 (1.20m-2.50m)
UBICACIÓN	URB. ESCURI COORHUATA MZ "C-3" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	martes, 18 de julio de 2017

CALCULO DE HUMEDAD FINAL

HUMEDADES DE CORTE	ESPECIMEN 01	ESPECIMEN 02	ESPECIMEN 03
TARRO N°	9	10	11
SUELO SATURADO + TARRO	86.95 gr.	88.23 gr.	89.65 gr.
SUELO SECO + TARRO	71.00 gr.	72.00 gr.	73.00 gr.
PESO DEL TARRO			
PESO DEL AGUA	15.95 gr.	16.23 gr.	16.65 gr.
PESO DEL SUELO SECO	71.00 gr.	72.00 gr.	73.00 gr.
HUMEDAD	22.46%	22.54%	22.81%
CONTENIDO PROMEDIO DE HUMEDAD	22.60%		

CALCULO DE HUMEDAD INICIAL

HUMEDADES DE CORTE	ESPECIMEN 01	ESPECIMEN 02	ESPECIMEN 03
SUELO HUMEDO + MOLDE	210.52 gr.	211.75 gr.	213.00 gr.
PESO SUELO HUMEDO	83.33 gr.	84.56 gr.	85.81 gr.
PESO SUELO SECO	71.00 gr.	72.00 gr.	73.00 gr.
PESO DEL AGUA	12.33 gr.	12.56 gr.	12.81 gr.
HUMEDAD	17.37%	17.44%	17.66%
CONTENIDO PROMEDIO DE HUMEDAD	17.45%		

CALCULO DE DENSIDAD SECA

DENSIDAD SECA DE CORTE	ESPECIMEN 01	ESPECIMEN 02	ESPECIMEN 03
PESO DE LA MUESTRA SECA	71.00 gr.	72.00 gr.	73.00 gr.
VOLUMEN DE LA MUESTRA	47.99 cm ³	47.99 cm ³	47.99 cm ³
DENSIDAD SECA	1.48 gr/cm ³	1.50 gr/cm ³	1.52 gr/cm ³
DENSIDAD SECA PROMEDIO	1.50 gr/cm ³		

OBSERVACIONES:

MUNICIPALIDAD PROVINCIA SAN ROMÁN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
Ing. Ricardo Aroni Acero
D.P. 109536



MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULIACA
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PROYECTO	ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2016) Y REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES NORMA E.030(2018)
SOLICITA	BACH. BYRON LEANDRO REMACHE ORTEGA
MUESTRA	CALICATA N°01 - ESPRATO - 3(1.20m-2.50m)
UBICACIÓN	URB. ESCURRI COORREJATA MZ "C" LOTE N° 1 Y 2
FECHA	martes, 18 de julio de 2017

DATOS DEL ESPECIMEN		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Diametro (Ø)	(cm)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Densidad Seca (γ _d)	(gr/cm ³)	1.48		1.50		1.52	
Humedad (w)	(%)	17.37	22.46	17.44	22.54	17.55	22.81
Esfuerzo Normal	(Kg/cm ²)	0.50		1.00		2.00	

ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	6.45	1.344	0.068	0.10	19.56	4.074	0.208	0.10	30.12	6.274	0.320
0.20	7.95	1.656	0.084	0.20	20.36	4.241	0.218	0.20	32.15	6.697	0.341
0.30	8.36	1.741	0.089	0.30	23.25	4.843	0.247	0.30	34.56	7.199	0.367
0.40	9.78	2.037	0.104	0.40	25.36	5.282	0.269	0.40	36.85	7.676	0.391
0.60	10.25	2.135	0.109	0.60	28.47	5.930	0.302	0.60	48.56	10.489	0.534
0.80	11.32	2.358	0.120	0.80	31.20	6.499	0.331	0.80	51.28	11.072	0.584
1.00	12.47	2.598	0.132	1.00	32.26	6.720	0.342	1.00	52.14	11.262	0.574
1.25	13.65	2.843	0.145	1.25	35.21	7.334	0.374	1.25	53.25	11.502	0.588
1.50	14.52	3.025	0.154	1.50	38.47	8.013	0.408	1.50	56.23	12.146	0.619
1.75	16.23	3.381	0.172	1.75	40.14	8.361	0.426	1.75	60.23	13.010	0.663
2.00	19.45	4.051	0.208	2.00	41.26	8.594	0.438	2.00	62.15	13.424	0.684
2.25	21.25	4.426	0.225	2.25	42.56	8.865	0.452	2.25	62.45	13.489	0.687
2.50	22.12	4.608	0.235	2.50	44.23	9.213	0.469	2.50	63.86	13.782	0.702
2.75				2.75	47.56	9.907	0.505	2.75	64.25	13.878	0.707
3.00				3.00				3.00	64.53	13.938	0.710
3.50				3.50				3.50			
4.00				4.00				4.00			
4.50				4.50				4.50			
5.00				5.00				5.00			
5.50				5.50				5.50			
6.00				6.00				6.00			

MUNICIPALIDAD PROVINCIA DE SAN ROMAN - JULIACA
 GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA
 LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

Anexo 3: Planos de estructuras