

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-  
ESTRUCTURA EN EL MARGEN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE  
UN PÓRTICO 2D SOBRE ZAPATAS SUPERFICIALES EN ARENAS**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Luis Alberto Valdivia Ruiz

**ASESORES:**

Guillermo José Zavala Rosell

Miguel Ángel Pando López

Lima, mayo, 2021

## RESUMEN

Actualmente, la omisión de las deformaciones del suelo durante el proceso de análisis estructural de edificaciones se ha convertido en una práctica usual en el Perú que desestima el efecto de la *ISE* en el margen de seguridad de los elementos estructurales diseñados. Esto se debe a que la fundación usualmente es modelada como nodos sin libertad de movimiento, hecho que puede concluir en un diseño poco conservador. El objetivo de esta investigación es determinar el impacto de la *ISE* en el margen de seguridad de los elementos estructurales de un pórtico de 4 niveles, diseñado de forma convencional y cimentado sobre arena medianamente densa a densa. La tesis se sustenta en el comportamiento compresible del suelo, descrito inicialmente por Kondner (1963) mediante una relación hiperbólica entre el asentamiento y el esfuerzo aplicado en una zapata, y el procedimiento metodológico desarrollado por Picón & Ruiz (2019), que introduce la *ISE* en un pórtico plano en base a estudios de Li & Liu (2012) y el método de Winkler (1867). La metodología utilizada insertó la *ISE* en un pórtico diseñado frente a cargas de gravedad mediante dos procedimientos independientes, un proceso sistematizado de aplicación de *ISE* y una progresión creciente de distorsiones angulares aplicadas sobre la zapata más cargada. Por último, el impacto de la interacción fue determinado tras analizar la variación de parámetros de seguridad de flexión, corte y carga axial ( $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$ ) entre los estados inicial y final. En conclusión, en relación al primer procedimiento, la *ISE* resulta determinante en la integridad estructural a flexión de las vigas del pórtico analizado en particular, asimismo, el impacto crítico del fenómeno es más evidente al término del segundo procedimiento, donde  $\alpha_2=1/500$  disminuye de forma alarmante el margen de seguridad.

**DEDICATORIA**

*A DIOS; quien, con su infinita misericordia, me bendijo con una beca integral de estudios y me dio la fortaleza y dedicación para culminarlos.*

*A LUIS Y MAGRITH; mis padres, quienes me han amado desde siempre y guiado desde mis primeros pasos, mis más grandes referentes desde lo personal a lo académico.*

*A MARIANA JHACYRA; mi hermanita, a quien esperé con paciencia durante mi niñez y llenó de amor y ternura nuestra familia.*

*A GARDEL Y FEDERICO; mis abuelitos, quienes han partido a la eternidad, no sin antes enseñarme el valor de la humildad y el trabajo duro como legado.*

*A cada miembro de mi extensa familia; quienes han sido parte esencial de mi formación y me han dado la mano cuando lo necesité.*

*A TI; amigo lector, por compartir el interés por la ingeniería al servicio de la humanidad.*

## ÍNDICE

1. Introducción .....	1
1.1 Objetivos .....	3
1.1.1 Objetivo general.....	3
1.1.2 Objetivos específicos.....	3
1.2 Antecedentes .....	4
1.3 Justificación.....	7
1.4 Hipótesis.....	8
1.5 Alcance.....	8
2. Marco Teórico.....	9
2.1 Análisis y diseño estructural .....	9
2.1.1 Diseño por resistencia. ....	9
2.2 Cimentaciones superficiales.....	11
2.2.1 Definición de cimentaciones superficiales.....	11
2.2.2 Tipos de cimentación superficial.....	11
2.2.3 Capacidad de carga.....	12
2.2.4 Diseño de cimentaciones superficiales en arenas.....	13
2.3 Asentamientos .....	16
2.3.1 Definición de asentamientos. ....	16
2.3.2 Métodos de cálculo de asentamientos en arenas.....	18
2.4 Interacción suelo-estructura ( <i>ISE</i> ) entre una zapata superficial y arena .....	19
2.4.1 Definición de <i>ISE</i> . ....	19
2.4.2 Relación presión-asentamiento. ....	21
2.4.3 Curva hiperbólica esfuerzo-asentamiento. ....	24
2.5 Coeficiente de rigidez del suelo .....	26
2.5.1 Método de Winkler.....	26
3. Metodología y Análisis de la Estructura .....	27
3.1 Modelamiento de un pórtico plano para el análisis estructural.....	29
3.1.1 Definición de las propiedades mecánicas de los materiales.....	29
3.1.2 Predimensionamiento estructural. ....	34
3.1.3 Modelamiento del pórtico. ....	36

3.2	Análisis y diseño estructural mediante la metodología convencional.....	40
3.2.1	Análisis estructural.....	40
3.2.2	Diseño en concreto armado de vigas y columnas. ....	40
3.2.3	Cálculo de parámetros de seguridad de flexión, fuerza cortante y fuerza axial ( $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ ) asociados a los elementos estructurales.....	47
3.3	Proceso sistematizado de aplicación de <i>ISE</i> .....	57
3.3.1	Diseño de zapatas.....	57
3.3.2	Obtención de curvas hiperbólicas. ....	60
3.3.3	Proceso iterativo.....	64
3.3.4	Determinación de nuevos parámetros $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ asociados a los elementos estructurales. ....	68
3.4	Progresión creciente de distorsiones angulares aplicadas sobre la zapata más cargada	73
3.4.1	Esquema del pórtico y secciones críticas desarrolladas.....	74
3.4.2	Aplicación de la progresión de distorsiones angulares y análisis estructural. ....	74
3.4.3	Determinación de nuevos parámetros $R_M$ asociados a las vigas a lo largo de la progresión. ....	82
4.	Resultados .....	85
4.1	Resultados de variación de $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ del proceso sistematizado de <i>ISE</i> .....	85
4.1.1	Resultados de variación de $R_M$ y $R_V$ en vigas.....	85
4.1.2	Discusión de resultados.....	88
4.1.3	Resultados de variación de $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ en columnas.....	94
4.1.4	Discusión de resultados.....	98
4.2	Resultados del efecto de la progresión de distorsiones angulares sobre la seguridad de las vigas.....	102
4.2.1	Resultados del cambio de $R_M$ en las secciones críticas de las vigas. ....	103
4.2.2	Discusión de resultados.....	108
5.	Conclusiones y Recomendaciones .....	114
5.1	Conclusiones .....	114
5.2	Recomendaciones.....	116
6.	Bibliografía .....	117
7.	Anexos.....	120

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Distorsiones angulares ( $\alpha$ ) de diseño para zapatas aisladas.....	17
Tabla 2 Módulo de Poisson en función al tipo de suelo .....	22
Tabla 3 Ángulo de fricción interno en función al número de golpes de ensayos <i>SPT</i> .....	22
Tabla 4 Módulo de elasticidad secante en función al tipo de suelo.....	23
Tabla 5 Propiedades asumidas del concreto .....	30
Tabla 6 Propiedades índices de los suelos .....	31
Tabla 7 Densidad del suelo según <i>N</i> del <i>SPT</i> .....	32
Tabla 8 Peso específico y ángulo de fricción de suelos granulares .....	32
Tabla 9 Módulo de elasticidad de suelos arenosos, según diversos autores.....	33
Tabla 10 Propiedades del suelo.....	34
Tabla 11 Criterios de predimensionamiento tomados en cuenta .....	35
Tabla 12 Características principales del pórtico .....	36
Tabla 13 Cargas del pórtico .....	39
Tabla 14 Fuerzas verticales en los nodos empotrados al suelo.....	40
Tabla 15 Momentos (ton-m) requeridos en las vigas sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	42
Tabla 16 Áreas de acero en las vigas.....	42
Tabla 17 Armadura por flexión de todas las vigas .....	43
Tabla 18 Requisitos de espaciamiento de estribos.....	44
Tabla 19 $M_u$ y $P_u$ en las columnas del pórtico sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	45
Tabla 20 Acero instalado en secciones críticas.....	49
Tabla 21 Momentos nominales de secciones críticas .....	49
Tabla 22 $R_M$ en secciones críticas de cada viga sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	50
Tabla 23 Cortantes últimas máximas en cada viga sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	50
Tabla 24 $R_V$ en secciones críticas de cada viga sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	52
Tabla 25 $\phi M_n$ de las columnas sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	53
Tabla 26 $R_M$ en secciones críticas de cada columna sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	53
Tabla 27 Cortantes últimas máximas en cada columna sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	54
Tabla 28 $R_V$ en cada columna sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	55
Tabla 29 $\phi P_n$ de las columnas sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	56
Tabla 30 $R_P$ en cada columna sin el efecto de la <i>ISE</i> .....	56

Tabla 31 Resultados del diseño de zapatas.....	60
Tabla 32 Ecuaciones hiperbólicas en cada zapata y parámetros intermedios de cálculo .....	63
Tabla 33 Coeficientes de rigidez para cada zapata .....	65
Tabla 34 Cargas en la base de la primera iteración .....	65
Tabla 35 Variación de las cargas en la primera iteración .....	66
Tabla 36 Coeficiente de rigidez para cada zapata.....	66
Tabla 37 Variación de las cargas en la segunda iteración .....	66
Tabla 38 Coeficientes de rigidez para cada zapata .....	67
Tabla 39 Variación de cargas en la tercera iteración .....	67
Tabla 40 Momentos últimos en las vigas con el efecto de la <i>ISE</i> .....	68
Tabla 41 $R_M$ en secciones críticas de cada viga con el efecto de la <i>ISE</i> .....	69
Tabla 42 Cortantes últimas máximas en las vigas con el efecto de la <i>ISE</i> .....	69
Tabla 43 $R_V$ en secciones críticas de cada viga con el efecto de la <i>ISE</i> .....	70
Tabla 44 $M_u$ y $P_u$ en las columnas del pórtico con el efecto de la <i>ISE</i> .....	70
Tabla 45 $\phi M_n$ de las columnas con el efecto de la <i>ISE</i> .....	71
Tabla 46 $R_M$ en secciones críticas de cada columna con el efecto de la <i>ISE</i> .....	71
Tabla 47 Cortantes últimas máximas en columnas con el efecto de la <i>ISE</i> .....	72
Tabla 48 $R_V$ en cada columna con el efecto de la <i>ISE</i> .....	72
Tabla 49 $\phi P_n$ de las columnas con el efecto de la <i>ISE</i> .....	72
Tabla 50 $R_P$ en cada columna con el efecto de la <i>ISE</i> .....	73
Tabla 51 Momentos últimos en las vigas con $\alpha_2=1/20\ 000$ .....	76
Tabla 52 Momentos últimos en las vigas con $\alpha_2=1/10\ 000$ .....	77
Tabla 53 Momentos últimos en las vigas con $\alpha_2=1/5000$ .....	78
Tabla 54 Momentos últimos en las vigas con $\alpha_2=1/2000$ .....	79
Tabla 55 Momentos últimos en las vigas con $\alpha_2=1/1000$ .....	80
Tabla 56 Momentos últimos en las vigas con $\alpha_2=1/500$ .....	81
Tabla 57 $R_M$ en secciones críticas desarrolladas con $\alpha_2=1/20\ 000$ .....	82
Tabla 58 $R_M$ en secciones críticas desarrolladas con $\alpha_2=1/10\ 000$ .....	82
Tabla 59 $R_M$ en secciones críticas desarrolladas con $\alpha_2=1/5000$ .....	83
Tabla 60 $R_M$ en secciones críticas desarrolladas con $\alpha_2=1/2000$ .....	83
Tabla 61 $R_M$ en secciones críticas desarrolladas con $\alpha_2=1/1000$ .....	84
Tabla 62 $R_M$ en secciones críticas desarrolladas con $\alpha_2=1/500$ .....	84

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Asentamiento Diferencial.....	16
Figura 2 Modelos de solución de la interacción suelo-estructura.....	20
Figura 3 Relación entre la capacidad de carga y el asentamiento en función al tipo de suelo. ....	24
Figura 4 Esquema típico de una viga del pórtico plano.....	37
Figura 5 Esquema de vigas en el pórtico y diagrama de Mu.....	41
Figura 6 Esquema del armado de la viga V1-1.....	43
Figura 7 Esquema de refuerzo por cortante de viga V1-1.....	44
Figura 8 Esquema de columnas en el pórtico.....	45
Figura 9 Refuerzo de acero en columnas.....	46
Figura 10 Diagrama de interacción de diseño de la columna C1-1.....	46
Figura 11 Curvas hiperbólicas.....	63
Figura 12 Suelo modelado con resortes en la fundación.....	65
Figura 13 Asentamientos y cargas finales en el pórtico.....	67
Figura 14 Secciones críticas desarrolladas en el pórtico durante la progresión de distorsiones angulares.....	74
Figura 15 Aplicación del asentamiento en Z2 cuando (a) $\alpha_2=1/20\ 000$ , (b) $\alpha_2=1/10\ 000$ , (c) $\alpha_2=1/5000$ , (d) $\alpha_2=1/2000$ , (e) $\alpha_2=1/1000$ y (f) $\alpha_2=1/500$ .....	75
Figura 16 (a) Pórtico afectado por $\alpha_2=1/20\ 000$ y (b) Diagrama de Mu.....	76
Figura 17 (a) Pórtico afectado por $\alpha_2=1/10\ 000$ y (b) Diagrama de Mu.....	77
Figura 18 (a) Pórtico afectado por $\alpha_2=1/5000$ y (b) Diagrama de Mu.....	78
Figura 19 (a) Pórtico afectado por $\alpha_2=1/2000$ y (b) Diagrama de Mu.....	79
Figura 20 (a) Pórtico afectado por $\alpha_2=1/1000$ y (b) Diagrama de Mu.....	80
Figura 21 (a) Pórtico afectado por $\alpha_2=1/500$ y (b) Diagrama de Mu.....	81
Figura 22 $R_M$ en vigas en el estado inicial, sin <i>ISE</i> .....	85
Figura 23 $R_M$ en vigas en el estado final, con <i>ISE</i> .....	86
Figura 24 Cambio de $R_M$ en vigas.....	86
Figura 25 $R_V$ en vigas en el estado inicial, sin <i>ISE</i> .....	87
Figura 26 $R_V$ en vigas en el estado final, con <i>ISE</i> .....	87
Figura 27 Cambio de $R_V$ en vigas.....	88



Figura 28 $R_M$ en columnas en el estado inicial, sin <i>ISE</i> .....	94
Figura 29 $R_M$ en columnas en el estado final, con <i>ISE</i> .....	94
Figura 30 Cambio de $R_M$ en columnas.....	95
Figura 31 $R_V$ en columnas en el estado inicial, sin <i>ISE</i> .....	95
Figura 32 $R_V$ en columnas en el estado final, con <i>ISE</i> .....	96
Figura 33 Cambio de $R_V$ en columnas. ....	96
Figura 34 $R_P$ en columnas en el estado inicial, sin <i>ISE</i> .....	97
Figura 35 $R_P$ en columnas en el estado final, con <i>ISE</i> .....	97
Figura 36 Cambio de $R_P$ en columnas. ....	98
Figura 37 Conjunto 1 de secciones de vigas.....	103
Figura 38 Progresión de $R_M$ en el conjunto 1.....	103
Figura 39 Conjunto 2 de secciones de vigas.....	104
Figura 40 Progresión de $R_M$ en el conjunto 2.....	104
Figura 41 Conjunto 3 de secciones de vigas.....	105
Figura 42 Progresión de $R_M$ en el conjunto 3.....	105
Figura 43 Conjunto 4 de secciones de vigas.....	106
Figura 44 Progresión de $R_M$ en el conjunto 4.....	106
Figura 45 Conjunto 5 de secciones de vigas.....	107
Figura 46 Progresión de $R_M$ en el conjunto 5.....	107

# 1. Introducción

El suelo de Lima se distingue por poseer excelentes propiedades geotécnicas que lo han provisto de características mecánicas y dinámicas de notable desempeño ingenieril (Aguilar *et al.*, 2012). Estas se deben casi en su totalidad a la grava aluvial depositada antiguamente por los ríos Rimac y Chillón, lo cual ha permitido el uso de cimentaciones superficiales sin inconvenientes aparentes. En tal sentido, es probable que el buen performance del suelo limeño abrió la posibilidad de poder despreciar los asentamientos para términos prácticos de diseño.

Dicha consideración hizo posible que, actualmente, el diseño de edificaciones en el Perú suela despreciar el comportamiento compresible del suelo durante el análisis estructural. Debido a ello, habitualmente la fundación de las estructuras es modelada como nodos empotrados al suelo, incapaces de experimentar desplazamientos verticales. Por tanto, la metodología de diseño estructural convencional de edificaciones excluye los efectos en la superestructura que los posibles asentamientos diferenciales de las zapatas podrían generar.

No obstante, según estudios desarrollados por Picón & Ruiz (2019), los asentamientos diferenciales, por mínimos que sean, podrían generar un cambio significativo en las fuerzas internas desarrolladas en un pórtico plano de 4 niveles. Esta situación podría tener consecuencias notables en el diseño de los elementos estructurales de concreto armado (CA) de una edificación, diseñadas por medio del análisis estructural convencional. Esto debido a que se concebiría un diseño poco conservador que comprometa la seguridad de la estructura diseñada a partir del análisis estructural clásico.

Por otro lado, existen metodologías que podrían ser aprovechadas para incluir un análisis de asentamientos en el proceso de análisis estructural. Investigadores como Schmertmann (1970), Schmertmann, Hartman & Brown (1978), Burland & Burbidge (1985), Terzaghi, Peck, & Mesri (1996), entre otros, desarrollaron métodos y expresiones matemáticas capaces de predecir el asentamiento de una zapata sobre arena con ciertas limitaciones. Sin embargo, usualmente toman en cuenta una relación lineal entre el esfuerzo aplicado y la deformación vertical del suelo basados en la teoría de la elasticidad por cuestiones de practicidad.

A lo largo del tiempo, se ha hecho evidente que la asunción del comportamiento lineal entre esfuerzo y deformación del suelo conduce a resultados sobreestimados de asentamientos, dado que no describe el comportamiento real de la deformación del suelo ante cargas aplicadas (Sivakugan, Eckersley, & Li, 1998). Precisamente, Li & Liu (2012) alegan que dicha relación puede ser descrita de forma más exacta a través de una función hiperbólica definida por dos parámetros esenciales, una pendiente inicial igual al módulo de elasticidad inicial de la curva y una asíntota vertical igual a la capacidad de carga del suelo. Donde, el esfuerzo actuante y la deformación vertical del suelo conforman los ejes de las abscisas y las ordenadas, respectivamente. En ese sentido, es necesario analizar el impacto de la interacción suelo – estructura (*ISE*) en el margen de seguridad de los elementos estructurales de un pórtico representativo de baja altura, concebidos mediante el análisis convencional que desprecia los asentamientos de la cimentación.

Esta tesis tiene la finalidad de determinar si la *ISE* impacta de forma relevante en el margen de seguridad de un pórtico de *CA* que simula una edificación típica peruana. Además, de ser necesario, contribuir al complemento de la metodología de análisis y diseño estructural a través de la evaluación del impacto de la interacción en la seguridad estructural. Se determinarán las fuerzas internas desarrolladas en un pórtico de 4 niveles sometido a cargas típicas de gravedad, tomando

en cuenta el análisis habitual de nodos empotrados en su cimentación. A partir de ello, se diseñarán los elementos estructurales de *CA* y se calcularán parámetros de seguridad de flexión, fuerza cortante y fuerza axial ( $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$ ) asociados a ellos. Además, se realizará el análisis estructural del pórtico afectado por la *ISE* luego de aplicar un proceso sistematizado, y con ello se calcularán nuevos parámetros  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  de los elementos ya diseñados. Por otro lado, se aplicará una progresión creciente de distorsiones angulares en la zapata más cargada y se determinarán valores de  $R_M$  asociados a las vigas más críticas. Por último, se compararán los  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  obtenidos antes y después de aplicar la *ISE* en el caso del proceso sistematizado. Asimismo, se evaluará el efecto de la progresión de distorsiones angulares en el cambio de  $R_M$  de las vigas críticas y se determinará el punto desde el cual el diseño se ve comprometido.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo general.

Determinar el impacto de la *ISE* en el margen de seguridad de los elementos estructurales de un pórtico de *CA* de 4 niveles, diseñado mediante la metodología convencional de la Norma E.060.

### 1.1.2 Objetivos específicos.

- Obtener información bibliográfica e investigar trabajos de investigación afines a la temática de la presente tesis.
- Desarrollar el procedimiento metodológico de aplicación de *ISE* en un pórtico 2D diseñado a través de la metodología convencional.
- Determinar el efecto del fenómeno Suelo-Estructura relativo al procedimiento metodológico sobre el margen de seguridad de los elementos de la superestructura.

- Desarrollar una progresión creciente de distorsiones angulares aplicadas en la zapata más cargada del pórtico.
- Determinar el impacto sobre el margen de seguridad en vigas y el comportamiento de su variación a lo largo de la progresión de distorsiones angulares.

## 1.2 Antecedentes

En la actualidad, predecir los asentamientos de la cimentación de las estructuras constituye una labor fundamental en el proceso de diseño de la fundación. De forma específica, en el caso de una superestructura cimentada sobre arenas limpias esta resulta en una tarea, incluso, de mayor relevancia. Ello se debe a que los asentamientos, en este caso en particular, se dan de forma inmediata como parte de los asentamientos elásticos totales (Das, 2015).

A lo largo de los años, diversos investigadores propusieron expresiones matemáticas y metodologías capaces de predecir asentamientos de cimentaciones sobre suelos arenosos. Schmertmann (1970), quien analizó el comportamiento de la deformación del suelo bajo zapatas, demostró que no se produce el máximo incremento de deformación unitaria para el máximo incremento de fuerza vertical generado bajo una zapata. Aquello le permitió proponer una metodología de cálculo de asentamiento de una cimentación superficial sobre arena, basado en el uso de un factor de influencia de la deformación unitaria ( $I_z$ ) cuyo comportamiento consideró idealmente triangular respecto al ratio de profundidad  $z/r$  bajo la fundación. No obstante, trabajó bajo la suposición de que el esfuerzo aplicado al suelo y su deformación se relacionaban linealmente debido a la teoría de elasticidad (Das, 2015).

Por otro lado, Schmertmann & Hartman (1978) tras un trabajo contiguo, complementaron la metodología original propuesta por el primero luego de considerar el efecto de la variación de las

dimensiones de una zapata rectangular ( $L/B$ ) sobre los asentamientos obtenidos. Determinaron que  $I_z$  y  $L/B$  guardaban una relación de proporción directa, por lo que la relación ideal triangular propuesta en un inicio debía también ser modificada. A pesar de ello, ambos aplicaron la mejora de la metodología solo para el caso en el que  $L/B$  se encuentre entre 1 y 10, argumentando que, al ser la zapata más larga, una menor compresibilidad del suelo contrarrestaría su efecto debido a una mayor aplicación de la carga a lo largo de la fundación (Cier, 2015). No obstante, la sugerencia de Schmertmann & Hartman (1978) de aplicar interpolación lineal para relacionar la profundidad e  $I_z$  a dicha profundidad limitó considerablemente la nueva metodología de cálculo de asentamientos debido a su cuestionable precisión. Por otro lado, aún mantenían como correcta la suposición de la relación lineal entre la carga y asentamiento del suelo indirectamente.

De igual modo, Burland & Burbidge (1985) desarrollaron ecuaciones y un procedimiento análogo basados en resultados obtenidos de 200 casos de estudio de ensayos de penetración estándar (*SPT*). Además, estos estuvieron adecuadamente correlacionados a otros diversos ensayos de penetración. Sin embargo, los asentamientos calculados resultaron menores respecto a metodologías anteriores (Cier, 2015).

Por su parte, Terzaghi, Peck & Mesri (1996) investigaron la influencia de la relación entre las dimensiones ( $L/B$ ) y la profundidad de cimentación y ancho de zapata ( $D_f/B$ ) sobre el factor de influencia de deformación unitaria  $I_z$ . Efectivamente, concluyeron que el factor  $I_z$  se ve considerablemente afectado al variar ambos cocientes. Precisamente, la variación del factor de influencia se hace evidente cuando  $D_f/B$  es mayor a cero, es decir, cuando la zapata se encuentra por debajo del nivel superficial del suelo. Para tal caso, los investigadores propusieron el uso de un factor de influencia de deformación unitaria corregido ( $I'_z$ ) que considere el efecto de la profundidad de cimentación.

A pesar de los innumerables intentos de predecir satisfactoriamente el asentamiento de una zapata sobre arenas limpias, las limitaciones de los métodos propuestos eran evidentes. Así lo hicieron notar Sivakugan, Eckersley & Li (1998), luego de demostrar que la metodología de Schmertmann (1970) sobreestimaba los asentamientos hasta en 339%. Por tal motivo, investigadores como Fahey & Carter (1993), Lehane & Cosgrove (2000), Briaud (2007), y demás, trataron de determinar expresiones con las cuales fuese posible describir el módulo de elasticidad del suelo mediante una relación no lineal, y de esta forma predecir asentamientos en forma más precisa (Picón & Ruiz, 2019).

A continuación, Lee, Eun, Prezzi, & Salgado (2008) estudiaron el efecto en el asentamiento de una zapata sobre arena debido a las cargas adyacentes a ella. Partieron de incluir el impacto de la variación de  $L/B$ , analizado mediante un modelo de elementos finitos para el caso de zapatas aisladas y en grupo, en el cálculo de asentamientos. Para ello, tomaron en cuenta una relación de esfuerzo-deformación en la cual el módulo de elasticidad sufría una degradación frente a la variación de la carga aplicada (Cier, 2015).

De forma precisa, Li & Liu (2012) sostuvieron que los métodos iniciales de cálculo de asentamientos sobreestiman los mismos debido a que suponen una relación lineal entre esfuerzo y deformación. Dicha asunción se aleja al comportamiento real del suelo como material compresible. En tal sentido, alegan que la relación se ajusta de forma más adecuada a una curva hiperbólica definida por dos parámetros, una pendiente inicial igual al módulo de elasticidad inicial de la curva y una asíntota vertical equivalente a la capacidad de carga del suelo.

Así, gracias a los aportes en relación al comportamiento no lineal del suelo, Picón & Ruiz (2019) desarrollaron un procedimiento sistematizado que introduce la correlación hiperbólica

descrita por Li & Liu (2012) en la cimentación de un pórtico de 5 niveles y 5 columnas. Esto fue conseguido tras modelar la fundación con resortes de rigidez definida, los cuales simulan el comportamiento deformable del suelo. A grandes rasgos, su método consiste en determinar el coeficiente de rigidez del suelo tomando en cuenta la relación hiperbólica entre el esfuerzo y deformación del material. Para ello, es necesario diseñar las zapatas aisladas a partir del análisis estructural con nodos empotrados al suelo. Una vez se cuente con las dimensiones de las zapatas se debe calcular los esfuerzos transmitidos por la cimentación. Luego de definir la ecuación de la curva hiperbólica, y gracias a los esfuerzos iniciales calculados, es posible determinar coeficientes de rigidez iniciales del material de forma preliminar. Posteriormente, se determinan las constantes de rigidez convergentes finales mediante la aplicación de un proceso iterativo de análisis estructural con resortes conectados al suelo y la redefinición de la relación hiperbólica en cada iteración. Ello hace posible conocer la variación de las fuerzas internas obtenidas del análisis entre dos modelos diferentes; el primero, que no toma en cuenta las deformaciones del suelo debido a los nodos empotrados a su base, y el segundo, que considera la *ISE* tras introducir el comportamiento hiperbólico del suelo en sus deformaciones.

### **1.3 Justificación**

El análisis estructural de edificaciones en el Perú comúnmente desprecia el probable aumento de esfuerzos generado por posibles asentamientos diferenciales entre zapatas, pues concibe a la fundación como nodos sin libertad de movimiento. En tal sentido, la *ISE* se ve desestimada en el cálculo previo al diseño estructural de los elementos. Por tanto, Picón & Ruiz (2019) sostienen que de no incluir dichos efectos en el análisis se podría concluir en el diseño poco adecuado de la estructura ante solicitudes más cercanas a la realidad. Los resultados de la



presente investigación servirán para evaluar la eficacia de la metodología actual de análisis y diseño de edificaciones frente a dos procedimientos que toman en cuenta la *ISE* ante solicitaciones de gravedad, y de ese modo contribuir a la concepción de diseños más conservadores acordes a un comportamiento más apropiado del suelo.

#### 1.4 Hipótesis

La *ISE* reduce el margen de seguridad de los elementos estructurales de un pórtico de *CA* de 4 niveles diseñado mediante la metodología convencional de la Norma E.060.

#### 1.5 Alcance

Este estudio se limita a determinar el efecto de los asentamientos en un pórtico de *CA* de 4 niveles. Esto mediante el análisis del impacto de la *ISE* sobre los parámetros de seguridad  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  de los elementos estructurales diseñados de forma convencional. En primer lugar, se realizará el análisis estructural del pórtico considerando dos metodologías, el modelo tradicional con cimentación empotrada y el de resortes en la base con rigideces calculadas a partir de curvas hiperbólicas. Se diseñarán los elementos estructurales con el análisis habitual y se determinarán los parámetros  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  correspondientes. Tras ello, se calcularán nuevos valores de los parámetros de seguridad tomando en cuenta el efecto de la *ISE*. En segundo lugar, se someterá la fundación del pórtico a una nueva solicitación, una progresión creciente de distorsiones angulares en la zapata más cargada, y se determinarán valores de  $R_M$  asociados a las vigas más críticas. Finalmente, se evaluará la variación del margen de seguridad ocasionada por la *ISE* en ambos procesos.

## 2. Marco Teórico

En este capítulo se describe la recopilación bibliográfica relacionada a la temática de la investigación. Esta gira en torno al fenómeno de *ISE* con énfasis en la teoría de la curva hiperbólica. Además, se hace hincapié en el diseño de cimentaciones superficiales y sus características; descripción y cálculo de asentamientos en arenas limpias y sus propiedades mecánicas y el diseño por resistencia.

### 2.1 Análisis y diseño estructural

#### 2.1.1 Diseño por resistencia.

El diseño por resistencia es una metodología que se basa en evitar que los elementos estructurales sobrepasen su estado límite último. Esta toma en cuenta la resistencia del elemento y las fuerzas internas generadas por las variadas solicitaciones. Sin embargo, tanto la magnitud de las cargas como la resistencia de los elementos traen consigo cierta variabilidad que no puede ser despreciada en el proceso de diseño.

Por ende, las cargas y resistencias conforman variables aleatorias, no determinísticas. Por un lado, las magnitudes de las solicitaciones son amplificadas mediante factores de carga, con el fin de disminuir su probabilidad de excedencia en la estructura real. A partir del tipo de solicitación que experimenta la estructura, la Norma Técnica E.060 Concreto Armado indica que se deben usar

y comparar diferentes combinaciones de cargas amplificadas, las cuales conforman la carga última ( $R_u$ ) o resistencia requerida ( $R_r$ ) (Ottazzi, 2018).

Por otro lado, las resistencias consideradas en la metodología son reducidas mediante la aplicación de factores de reducción ( $\phi$ ). Esto con el objetivo de disminuir la probabilidad de contar con resistencias menores a  $\phi R_n$  en la realidad. Según la Norma Técnica E.060 Concreto Armado (2019), un elemento estructural tendrá un buen desempeño ante cargas de servicio si la condición siguiente es respetada íntegramente:

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_3 * S_3 + \dots + C_n * S_n \quad \text{Ecuación 2-1}$$

donde:

$R_n$ : Resistencia nominal del elemento estructural.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$\phi R_n$ : Resistencia de diseño.

$S_n$ : Efecto de las cargas de servicio en la estructura.

$C_n$ : Factor de carga correspondiente a cada efecto de carga de servicio.

En esta investigación se realizará el diseño por flexión de los elementos estructurales, por ende, la Ecuación 2-1 es expresada en términos de momentos flectores, tal como la Ecuación 2-2.

$$\phi M_n \geq C_d * M_d + C_l * M_l + C_s * M_s + \dots \quad \text{Ecuación 2-2}$$

donde:

$M_n$ : Momento nominal resistente.

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia.

$\phi M_n$ : Momento nominal de diseño.

$M_i$ : Momento de servicio en casos de carga muerta, viva y sismo.

$C_i$ : Factor de carga correspondiente a cada momento de servicio.

## 2.2 Cimentaciones superficiales

### 2.2.1 Definición de cimentaciones superficiales.

A lo largo del tiempo, la tipificación de cimentaciones ha sido definida mediante el cociente de la profundidad de cimentación ( $Df$ ) y el ancho menor de la zapata ( $B$ ). Diversos autores han propuesto valores de  $Df/B$  que ayudan a definir la cimentación de una estructura como superficial o profunda. En tal sentido, Terzaghi (1943) precisa que las cimentaciones superficiales son aquellas en las que  $Df/B$  varía entre 0.25 y 1, esto quiere decir que la profundidad de cimentación es a lo mucho menor o igual al ancho de la zapata.

Por otro lado, Das (2015) comenta que se pueden considerar poco profundas a las cimentaciones donde  $Df/B$  toma valores entre 3 o 4, gracias a los resultados de investigaciones recientes. Por su parte, la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018) define cimentaciones superficiales a aquellas que respetan una relación  $Df/B$  menor o igual a 5. Este criterio será tomado en cuenta en el diseño de zapatas de la presente investigación.

### 2.2.2 Tipos de cimentación superficial.

La Norma Técnica E.050 (2018) establece que tanto zapatas aisladas, conectadas y combinadas, así como plateas de cimentación y cimentaciones continuas son denominadas cimentaciones superficiales. En forma más detallada, Terzaghi & Peck (1973) señalan que la zapata corresponde a un apoyo simple el cual soporta una parte de la carga total transmitida de la estructura al suelo. Por otro lado, una platea de cimentación consiste en una losa rígida que cubre completa o parcialmente el estrato de fundación.

### 2.2.3 Capacidad de carga.

También conocida como capacidad portante del suelo ( $q_d$ ), es el parámetro que indica la máxima presión que el suelo bajo la fundación es capaz de soportar antes de fallar. Está estrechamente relacionada a los tipos de falla que el suelo puede presentar en caso el esfuerzo aplicado por la cimentación superficial es mayor a  $q_d$  (Das, 2015). Das (2015) además menciona que la capacidad de carga ha sido estudiada por diversos investigadores a lo largo de 100 años, aproximadamente. Gracias a ello las investigaciones más recientes coinciden que la capacidad portante recibe aportes de la cohesión, fricción interna y peso específico del suelo.

Prandtl en el año 1920 desarrolló la primera teoría sobre el cálculo de  $q_d$ , la cual considera que el parámetro de capacidad resistente recibe únicamente el aporte de la cohesión de suelo (Picón & Ruiz, 2019). Sin embargo, dicha consideración llevaba evidentemente a errores considerables de cálculo. Por tal motivo, Cernica (1995) indica que la ecuación de Prandtl no es usada en la actualidad, tan solo conforma un hito histórico en la mecánica de suelos. No obstante, actualmente las teorías que arrojan resultados más adecuados y cercanos a la realidad son las desarrolladas por Terzaghi y Meyerhof, donde la metodología del primero resulta ser más conservadora y simple, por ende, más usada. En la presente investigación, la capacidad de carga será calculada mediante las ecuaciones determinadas por Terzaghi, Peck y Mesri utilizadas en la asignatura Ingeniería de Cimentaciones de la PUCP.

$$q_d = cN_c S_c I_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad \text{Ecuación 2-3}$$

donde:

Coefficiente de capacidad de carga correspondiente a la cohesión.

$$N_c = (N_q - 1)ctg\phi \quad \text{Ecuación 2-4}$$

Coefficiente de capacidad de carga correspondiente a la fricción.

$$N_\gamma = (N_q - 1)tg(1.4\phi) \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Coefficiente de capacidad de carga correspondiente a la sobrecarga  $\gamma Df$ .

$$N_q = e^{\pi tg\phi} tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Factores de corrección.

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2 \quad \text{Ecuación 2-7}$$

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\alpha}{90} \right)^2 \quad \text{Ecuación 2-8}$$

$$\alpha = \arctg \left( \frac{Q_H}{Q_V} \right) \quad \text{Ecuación 2-9}$$

donde:

$Q_H$ : Carga horizontal en la cimentación.

$Q_V$ : Carga vertical en la cimentación.

$\alpha$ : ángulo de la carga resultante en la cimentación con la vertical.

$c$ : Cohesión del suelo.

$\phi$ : Ángulo de fricción del suelo.

$\gamma_1$ : Peso específico del suelo bajo la cimentación.

$\gamma_2$ : Peso específico ponderado en la zona de influencia.

#### 2.2.4 Diseño de cimentaciones superficiales en arenas.

La metodología de diseño de zapatas sobre arenas que se usará en la presente tesis será la adaptada para el curso de Ingeniería de Cimentaciones de la PUCP basada en el método de Terzaghi, Peck y Mesri, orientada al cumplimiento de la Norma E.050.

### 1. Estimación del valor inicial de $N_{60(a)}$ .

A partir de la asunción de que el ancho promedio de una zapata es 2 m se calcula la profundidad de la zona efectiva bajo la zapata. Ello servirá para calcular un valor estimado de  $N_{60(a)}$ . Así, lo calculado permitirá obtener un valor inicial del esfuerzo admisible del suelo ( $q_{a0}$ ) con la Ecuación 2-10.

$$q_{a0} = 0.1 * N_{60(a)} * f_0 \quad \text{Ecuación 2-10}$$

$$f_0 = \frac{\delta_t}{C_{CV}} \quad \text{Ecuación 2-11}$$

donde:

$N_{(60)a}$ : Número ajustado de golpes en el ensayo SPT.

$\delta_t$ : Asentamiento total del suelo.

$C_{CV}$ : Coeficiente de variación del suelo.

### 2. Cálculo del ancho de la zapata más cargada.

Con la presión admisible calculada con la Ecuación 2-10 y la carga vertical que experimenta la zapata más cargada se calcula el ancho necesario del elemento para cumplir con la solicitud mediante la Ecuación 2-12.

$$q_{a0} = \frac{Q_V}{(B_0 - 2e_x)(L_0)} \quad \text{Ecuación 2-12}$$

donde:

$B_0$ : Ancho inicial de la zapata más cargada.

$e_x$ : Excentricidad ocasionada en la zapata debido al momento flector en la base de la columna.

$L_0$ : Largo de la zapata.

### 3. Determinación del valor real de $N_{60(a)}$ .

A partir del valor  $B_0$  obtenido de la Ecuación 2-12 se calcula un nuevo valor de  $N_{60(a)}$ , el cual corresponde a un parámetro real.

### 4. Cálculo de la nueva presión admisible $q_{a1}$ .

Con los nuevos valores de  $N_{60(a)}$  y  $B_0$  se calcula el esfuerzo admisible  $q_{a1}$  mediante la Ecuación 2-13.

$$q_{a1} = 0.06 \frac{(N_{60(a)})^{1.4}}{B_0^{0.75}} * \frac{\delta_t}{C_{CV}} * f_{NF} * f_F \quad \text{Ecuación 2-13}$$

donde:

$q_{a1}$ : Presión admisible en la cimentación.

$f_{NF}$ : Factor de corrección por nivel freático.

$f_F$ : Factor de forma de la zapata.

### 5. Cálculo del nuevo ancho de cimentación $B_1$ .

Con el nuevo valor  $q_{a1}$  se calcula un nuevo ancho  $B_1$  mediante la aplicación de la Ecuación 2-12.

### 6. Comparación entre los valores $B_1$ y $B_0$ .

Si se cumple la verificación  $|B_1 - B_0| \leq 5\text{cm}$ , la presión admisible determinada  $q_{a1}$  es adecuada. De lo contrario, el ancho debe aumentar o disminuir de acuerdo a la conveniencia del caso, generando así un nuevo ancho  $B_2$ . Dado ello, el proceso descrito se transforma en uno iterativo. Por otro lado, zapatas restantes se diseñan a partir del esfuerzo admisible final calculado para la zapata más cargada, con la carga vertical y excentricidad correspondientes a la zapata analizada mediante la Ecuación 2-12.



## 7. Verificación por corte.

Para el caso estático, cada zapata debe verificar un factor de seguridad ( $FS$ ) mayor o igual a 3 mediante la ecuación  $FS = \frac{q_d}{q_{ap}}$ , donde  $q_d$  está representada por la Ecuación 2-3 y  $q_{ap}$ , carga aplicada, como  $q_{api} = \frac{Q_v}{BL}$ , dado que no existe excentricidad.

## 2.3 Asentamientos

### 2.3.1 Definición de asentamientos.

Se definen como deformaciones verticales del suelo debido a los esfuerzos transmitidos desde las superestructuras. En relación a cimentaciones superficiales, cada zapata experimenta un asentamiento en función a la carga aplicada ( $Q$ ), dimensiones de la zapata y resistencia del suelo. Sin embargo, son las deformaciones relativas entre cada una las que resultan perjudiciales para la estructura. La Norma Técnica E.050 (2018) define el asentamiento diferencial como la diferencia de asentamientos totales entre dos zapatas mediante la Ecuación 2-14.

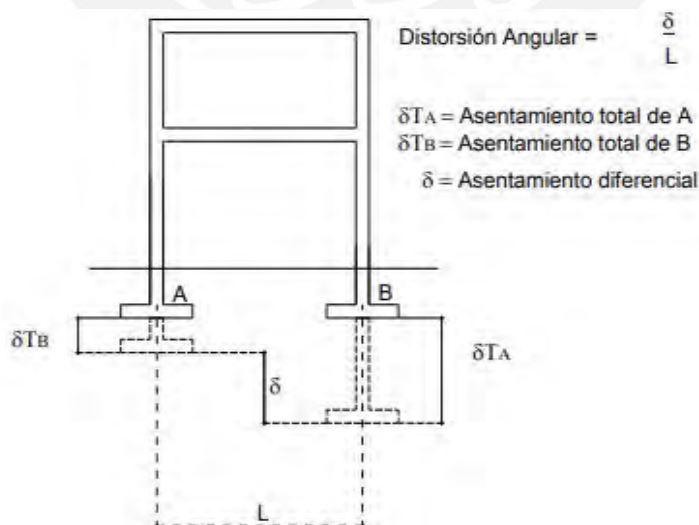


Figura 1 Asentamiento Diferencial.

Tomado de "Norma Técnica E.050", por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.

$$\delta = \delta T_A - \delta T_B \quad \text{Ecuación 2-14}$$

Los asentamientos diferenciales tratados como distorsiones angulares ( $\alpha$ ) son los parámetros que intervienen primordialmente en el diseño geotécnico de zapatas sobre arenas. Además, la Norma E.050 define valores de  $\alpha$  relacionados al nivel de seguridad con el que se desea diseñar una edificación.

$$\text{Distorsión angular } (\alpha) = \frac{\delta}{L} \quad \text{Ecuación 2-15}$$

Tabla 1

*Distorsiones angulares ( $\alpha$ ) de diseño para zapatas aisladas.*

$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/500	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.2 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

*Nota.* Tomado de "Norma Técnica E.050", por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.

Por otro lado, la Norma, en el caso de arenas, relaciona el asentamiento global de la estructura y el mayor asentamiento diferencial mediante la Ecuación 2-16.

$$\delta_T = \frac{\delta_{dif}}{0.75} \quad \text{Ecuación 2-16}$$

donde:

$\delta_T$ : Asentamiento total de la zapata.

$\delta_{dif}$ : Asentamiento diferencial crítico.

### 2.3.2 Métodos de cálculo de asentamientos en arenas.

Las arenas experimentan asentamientos inmediatos tras la aplicación de esfuerzos. Estas deformaciones son estimadas mediante diversas metodologías que arrojan resultados con notable variabilidad entre ellas. Por ende, constituyen estimaciones o predicciones más que cálculos exactos.

Gracias a ensayos in situ en suelos granulares como el ensayo de penetración estándar (*SPT*), ensayo del dilatómetro (*DMT*), ensayo del cono de penetración (*CPT*), entre otros, es posible obtener parámetros del suelo con los cuales se puede estimar el módulo de compresibilidad y de esta forma predecir el asentamiento de la fundación. Cabe resaltar que, estos métodos asociados se fundamentan en el uso de una relación lineal entre presión aplicada y deformación vertical del suelo, lo cual no es precisamente óptimo. Sin embargo, dentro de un proyecto cada ingeniero, según su propio criterio, puede considerar la relación que crea conveniente entre ambos parámetros. La metodología que toma en cuenta una relación lineal de carga y deformación más distinguida y aceptada es la siguiente:

#### *Método de Terzaghi, Peck y Mesri.*

$$q = 0.00375 \frac{N_{60}^{1.4}}{B^{0.75}} * S \quad \text{Ecuación 2-17}$$

donde:

$B(m)$ : Ancho de zapata.

$q(\frac{kg}{cm^2})$ : Presión aplicada.

$S(mm)$ : Asentamiento del suelo.

$N_{60}$ : Número ajustado de golpes del ensayo SPT.

## 2.4 Interacción suelo-estructura (*ISE*) entre una zapata superficial y arena

### 2.4.1 Definición de *ISE*.

Las estructuras transmiten las cargas desde su punto de aplicación hasta el suelo a través de cimentaciones superficiales o profundas. Sin embargo, el modelamiento de la interacción entre los cimientos y el suelo que lo soporta resulta ser un fenómeno complicado de analizar. Villarreal (2009) menciona que la *ISE* puede ser tratada como el contacto dinámico entre la cimentación y el suelo, no obstante, en la tesis se analizará el problema como un caso estático.

La dificultad del análisis radica en dos problemas notorios. El primero es la determinación de la presión en el suelo debido al efecto de las cargas. El segundo problema consiste en definir la relación entre la rigidez del suelo y la influencia de la cimentación. Actualmente se cuentan con distintas metodologías para solucionar ambos problemas, según lo muestra la Figura 2.

Santos (1980) indica que existen dos inclinaciones evidentes capaces de resolver el problema. Por un lado, las metodologías basadas en el cálculo del coeficiente de balasto, que relaciona el esfuerzo aplicado y la deformación del suelo; y, por otro, modelos basados en la teoría de elasticidad, que hacen posible plantear una relación hiperbólica entre la presión aplicada y el asentamiento. En esta investigación se hará uso de la segunda metodología.

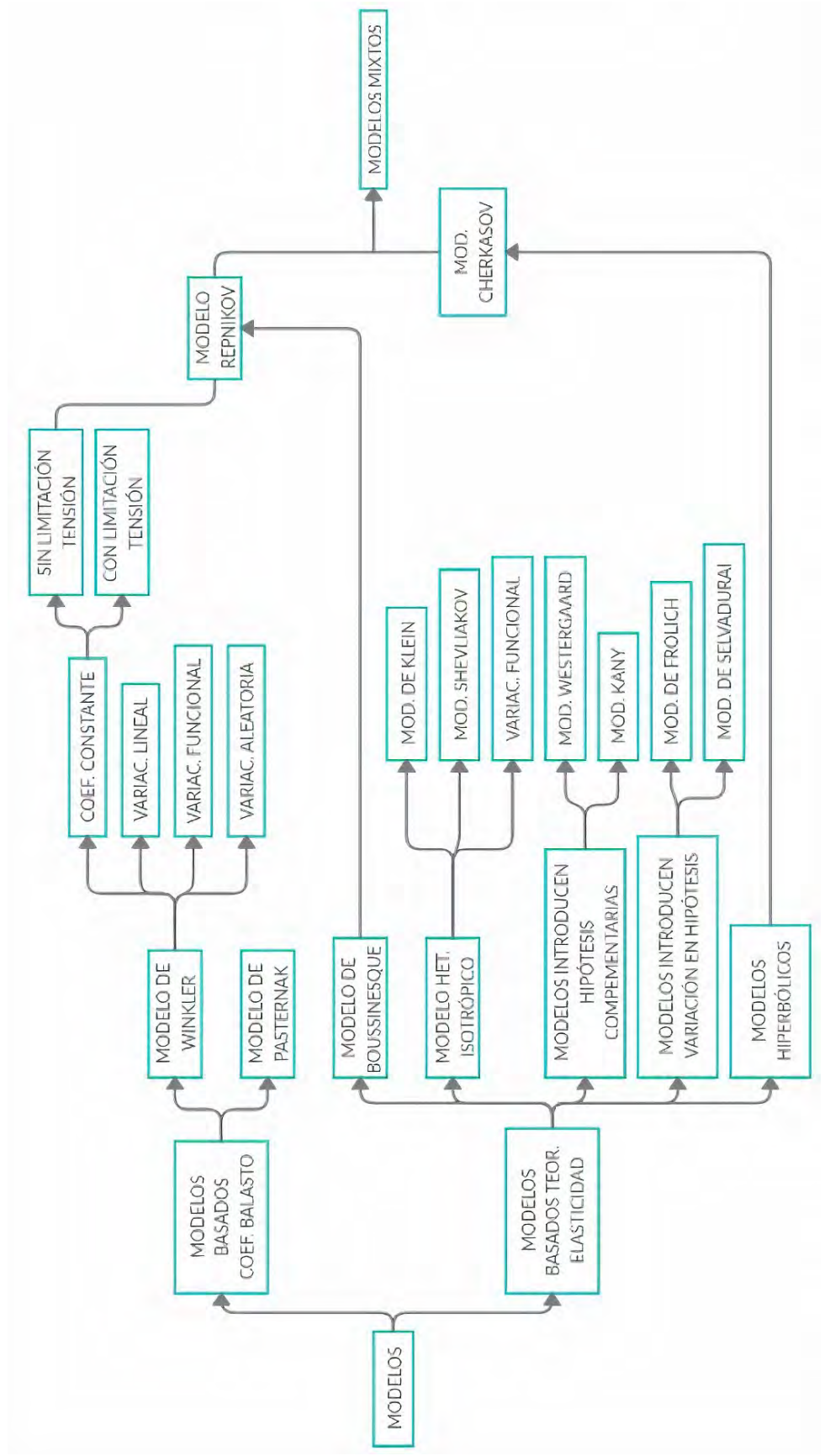


Figura 2 Modelos de solución de la interacción suelo-estructura.

Tomado de “Interacción estática suelo-estructura. Modelos de suelos empleados”, por Santos, 1980.

### **2.4.2 Relación presión-asentamiento.**

Tal como se mencionó, la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación del suelo consecuente a él se puede describir como una función hiperbólica. No obstante, ésta depende notablemente de la influencia de los siguientes factores:

#### ***1. Tipo de falla.***

La capacidad de carga ( $q_d$ ) gobierna el tipo de falla que se genera entre la cimentación y el suelo. Estas pueden ser de falla general, local o por punzonamiento. En el presente trabajo se asume la ocurrencia de una falla general debido a la asunción de  $N_{60} \geq 30$ .

#### ***2. Ancho de cimentación.***

El ancho  $B$  de la zapata influye directamente en la magnitud de los asentamientos que se pueden producir, debido a que el bulbo de compresiones que se forma en el suelo bajo la cimentación depende directamente de dicha dimensión. El bulbo de esfuerzos es la zona de influencia que indica el área geométrica del suelo que se verá influenciada por el cambio de esfuerzos producido como efecto de la fundación. A mayor tamaño del bulbo una mayor área de suelo experimentará deformación vertical.

#### ***3. Módulo de Poisson.***

También conocido como razón de Poisson, es la relación entre la deformación unitaria lateral y la axial. Diversas investigaciones han establecido rangos de este parámetro en función al tipo de suelo, acorde a la Tabla 2.

Tabla 2

*Módulo de Poisson en función al tipo de suelo.*

Tipo de suelo	$\nu$
Arena Suelta	0.1 – 0.3
Arena Densa	0.3 – 0.45
Limo	0.2 – 0.4
Arcilla saturada	0.5
Arcilla parcialmente saturada	0.3 – 0.4
Arcilla con arena	0.2 – 0.4

*Nota.* Tomado de "Parametrización de Suelos (Capítulo 2)", por Leoni, 2012.

#### 4. Ángulo de Fricción Interno ( $\phi$ ).

Es el parámetro principal que define la resistencia al corte de un suelo, depende de la superficie de granos y la densidad del suelo. Dicha resistencia es definida como la tangente del ángulo de fricción del suelo granular. Esta se describe en función de la resistencia al deslizamiento a lo largo del plano de acción y la resistencia perpendicular al plano. Las ecuaciones más aceptadas capaces de calcularlo a partir del número de golpes de los ensayos *SPT* se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3

*Ángulo de fricción interno en función al número de golpes de ensayos SPT.*

Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Tipo de Suelo	Referencia
$\phi = \sqrt{12N} + 25$	Suelo con partículas angulares y bien graduados	Dunham (1954)
$\phi = \sqrt{12N} + 20$	Suelos con partículas redondeadas y bien gradadas o angulares y uniformemente graduadas	Dunham (1954)
$\phi = \sqrt{12N} + 15$	Suelos con partículas redondeadas y uniformemente graduadas	Dunham (1954)
$\phi = \sqrt{12N} + 15$	Arena	Ohsaki et al. (1959)
$\phi = 20 + 3.5\sqrt{N}$	Suelo granular	Muromachi et al. (1974)
$\phi = \sqrt{15N} + 15 \leq 45$	Arena ( $N > 15$ )	Japan Road Assoc. (1990)

*Nota.* Tomado de "Soil Strength and Slope Stability", por Duncan, Wright & Brandon, 2014.

### 5. Módulo de Elasticidad ( $E_s$ ).

El módulo de elasticidad del suelo se puede definir como la relación entre el esfuerzo aplicado al suelo y la deformación consecuente. Además, es el parámetro del suelo que tiene mayor influencia en la relación presión-asentamiento. Muchos fueron los intentos de determinarlo a partir de los parámetros de resistencia obtenidos del ensayo *SPT* en arenas. Sin embargo, las expresiones resultantes conllevan resultados que guardan una notable variabilidad entre ellos, ello se debe a la dispersión presente en los valores  $N_{60}$  del ensayo. A pesar de ello, se han establecido expresiones aceptables para calcular el módulo de elasticidad secante, los cuales dependen del tipo de suelo.

Tabla 4

*Módulo de elasticidad secante en función al tipo de suelo.*

Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	Tipo de Suelo	Unidades	Referencia
$E = 8N$	-	Kg/cm <sup>2</sup>	Meigh y Nixon (1961)
$E = 5(N_{60} + 15)$	Arena	Kg/cm <sup>2</sup>	Webb (1996)
$E = 7.71N + 191$	-	Kg/cm <sup>2</sup>	D' Apollonia (1970)
$E = (350 \text{ a } 500) * \log N_{60}$	Arena	Kg/cm <sup>2</sup>	Trofinenkov (1974)
$E = 40 + 3(N_{60} - 6) \rightarrow N_{60} > 15$	Limo arenoso	Kg/cm <sup>2</sup>	Begemann (1974)
$E = 2BN \rightarrow B = 4$	Arena fina	Kg/cm <sup>2</sup>	Schmertmann (1978)
$E = 7\sqrt{N}$	-	MPa	Denver (1982)
$E = \alpha N_{60}$			
$\alpha = 5 \rightarrow$ arena con finos			
$\alpha = 10 \rightarrow$ arena limpias, normalmente consolidadas	Arenas	Kg/cm <sup>2</sup>	Kulhawy y Mayne (1990)
$\alpha = 15 \rightarrow$ arena limpias, sobreconsolidadas			

*Nota.* Tomado de "Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración", por Atala, 2011.



### 2.4.3 Curva hiperbólica esfuerzo-asentamiento.

Usualmente, las metodologías que tratan el diseño de cimentaciones consideran una relación lineal entre la presión aplicada al suelo y su deformación vertical por cuestiones de practicidad, sin embargo, dicha asunción no va acorde al verdadero comportamiento compresible del suelo. En tal sentido, la relación que más se acerca al comportamiento real es una función hiperbólica mas no una relación lineal (Li & Liu, 2012). La Figura 3 muestra la relación entre la presión aplicada y el asentamiento del suelo, para suelo compacto (C1) y suelo blando (C2). Es posible apreciar que la deformación del suelo obtiene valores altos a medida que el esfuerzo aplicado en él se acerca al valor de la capacidad de carga. Durante la falla, se hace evidente que el asentamiento generado crece sin necesidad de un aumento de esfuerzo.

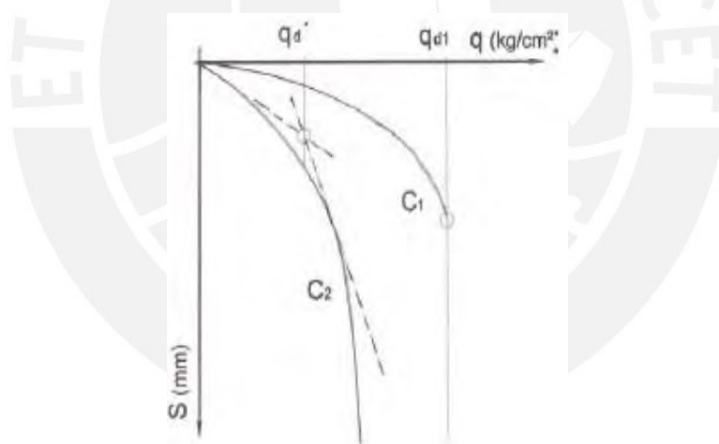


Figura 3 Relación entre la capacidad de carga y el asentamiento en función al tipo de suelo.

Tomado de "*Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo*", por Berrocal, 2013.

La curva hiperbólica, tal como indican Duncan & Chang (1970), es el modelo que más se ajusta al comportamiento del suelo durante la aplicación de la carga. La Ecuación 2-18 permite

definirla matemáticamente. Asimismo, esta se ve definida si los parámetros  $a$  y  $b$  son conocidos, los cuales pueden ser calculados mediante los siguientes procedimientos.

$$p = \frac{s}{a + bs} \quad \text{Ecuación 2-18}$$

donde:

$p$ : presión ejercida por la zapata.

$s$ : asentamiento del suelo.

$a, b$ : coeficientes que dependen de las propiedades mecánicas del suelo.

### 1. Cálculo de $a$ .

Al derivar la Ecuación 2-18 respecto a “ $s$ ” se obtiene la ecuación de la pendiente de la curva en cualquier punto:

$$\frac{dp}{ds} = \frac{(a + bs) - bs}{(a + bs)^2} = m(s) \quad \text{Ecuación 2-19}$$

Sin embargo, al evaluar la expresión obtenida en el origen de coordenadas se obtiene un valor fijo para la definición de  $a$ , el cual resulta ser la inversa de la pendiente inicial de la curva hiperbólica.

$$m(0) = \frac{a}{(a + b * 0)^2} = \frac{1}{a} = k_0$$

donde:

$K_0$ : Módulo de elasticidad inicial del suelo.

### 2. Determinación de $b$ .

Al evaluar el límite de la Ecuación 2-18 cuando “ $s$ ” tiende a infinito se obtiene lo siguiente:

$$\lim_{s \rightarrow \infty} p = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{s}{a + bs} = \frac{+\infty}{+\infty}$$

Resulta en una indeterminación, por lo tanto, al aplicar la regla de L'Hopital se obtiene lo siguiente:

$$\lim_{s \rightarrow \infty} p = \frac{1}{b} = q_d$$

donde:

$q_d$ : Capacidad de carga del suelo bajo la cimentación.

El resultado define a  $b$  como la inversa de la capacidad de carga del suelo. De esta forma, con ambos parámetros es posible definir la curva hiperbólica. En suma, las ecuaciones resultantes son las siguientes:

$$a = \frac{1}{k_0} \quad \text{Ecuación 2-20}$$

$$b = \frac{1}{q_d} \quad \text{Ecuación 2-21}$$

## 2.5 Coeficiente de rigidez del suelo

### 2.5.1 Método de Winkler.

Este método, en honor a su creador, considera al suelo como un material capaz de ser modelado como infinitos resortes elásticos, muelles o bielas biarticuladas, con una constante de rigidez conocida como coeficiente de balasto,  $K_s$ . El método establece una relación elástica directa entre la presión aplicada al suelo y su deformación, el cual será utilizado en esta investigación.

$$k_s = \frac{p}{s} \quad \text{Ecuación 2-22}$$

donde:

$K_s$ : Coeficiente de Balasto.

$p$ : Presión aplicada al suelo.

$s$ : Deformación vertical del suelo.

### 3. Metodología y Análisis de la Estructura

La metodología utilizada en esta investigación consistió, inicialmente, en definir y modelar un pórtico plano de CA con 4 niveles y 5 columnas en el programa ETABS 2016. Este fue sometido solo a solicitaciones de gravedad bajo la metodología convencional de análisis estructural de la Norma E.060. Ello quiere decir que se desestimó el efecto de la *ISE* en su análisis y diseño, dado que su fundación fue modelada como nodos empotrados al suelo según la práctica usual en Ingeniería Estructural en el Perú. Tras ello, fue necesario realizar el análisis estructural del pórtico con el fin de diseñar las vigas y columnas a partir de los resultados obtenidos. Una vez finalizado el diseño se procedió al cálculo de parámetros de seguridad de flexión, fuerza cortante y fuerza axial ( $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$ ) asociados a los elementos estructurales, definidos como el cociente entre el efecto de flexión, cortante o fuerza axial amplificado por la norma ( $M_U$ ,  $V_U$  y  $P_U$ ) y la resistencia nominal reducida correspondiente ( $\phi M_n$ ,  $\phi V_n$  y  $\phi P_n$ ).

Seguidamente, se introdujo la *ISE* en el modelo mediante dos procesos independientes. El primero, denominado *Proceso sistematizado de aplicación de ISE* y el segundo, *Progresión creciente de distorsiones angulares aplicadas sobre la zapata más cargada*. El proceso sistematizado de *ISE* insertó el comportamiento no lineal del suelo al modelar la fundación como resortes de rigidez definida que simularon el comportamiento compresible del material. Esto se logró tras aplicar el procedimiento desarrollado por Picón & Ruiz (2019), el cual calcula la rigidez del suelo ( $K$ ) tomando en cuenta una relación hiperbólica entre el esfuerzo aplicado por la zapata y la deformación vertical del suelo. En otras palabras, tras diseñar las zapatas aisladas, mediante

la metodología de Terzaghi, Peck y Mesri, se determinaron los esfuerzos transmitidos al suelo ( $Q_0$ ) a partir de las cargas del análisis estructural inicial. Luego, con el fin de definir las relaciones hiperbólicas del suelo bajo cada zapata, se calcularon los coeficientes de rigidez inicial ( $K_0$ ) a partir de las dimensiones de las zapatas ( $B$ ) y del módulo de elasticidad inicial del suelo ( $E_0$ ). Una vez definidas las curvas hiperbólicas se determinaron valores iniciales de rigidez del suelo ( $K$ ) con los cuales se modeló la cimentación mediante resortes en cada nodo. Dado que dichos valores de  $K$  distaban de ser los parámetros reales buscados fue necesario llevar a cabo un proceso iterativo en el que se calcularon nuevos valores de  $Q$  en función de  $K$  tras un análisis estructural hasta el punto en el que la diferencia  $\Delta Q$  fuese menor a 1%. Una vez obtenidos los valores convergentes de  $K$  y  $Q$  del modelo afectado por la *ISE* se calcularon los parámetros de seguridad  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  asociados a los elementos estructurales y definidos como el cociente entre los efectos amplificados  $M_u$ ,  $V_u$  y  $P_u$  y las resistencias nominales reducidas  $\phi M_n$ ,  $\phi V_n$  y  $\phi P_n$  respectivas.

Por otro lado, el segundo proceso introdujo la *ISE* en el pórtico tras aplicar una progresión creciente de distorsiones angulares en la zapata más cargada, respecto a la adyacente más cercana. Dicho de otra forma, la zapata Z2 fue sometida a una serie de 6 asentamientos diferenciales, equivalentes a las distorsiones angulares  $\alpha=1/20\ 000$ ,  $1/10\ 000$ ,  $1/5000$ ,  $1/2000$ ,  $1/1000$  y  $1/500$  respecto a la zapata ubicada a 3 metros a su derecha. Tras aplicar cada asentamiento diferencial se realizó un análisis estructural del pórtico con el fin de determinar los valores de momento como efecto de la condición de borde utilizada. Por último, una vez obtenidos dichos efectos a lo largo de cada estado del proceso, se procedió a calcular los parámetros de seguridad de flexión  $R_M$  en los conjuntos de secciones de vigas donde el efecto de los asentamientos fue mayor. Estos fueron 5 conjuntos de secciones, los cuales se encontraron más esforzados debido a la *ISE* a lo largo de la progresión.

Cabe señalar que en el capítulo de Anexos, Anexo C, se desarrolló un ligero análisis del dominio entre cargas sísmicas o de gravedad en el desempeño del diseño de una edificación simple, un pabellón de salas de cómputo de un colegio de educación secundaria de sistema estructural dual ubicado en el distrito La Molina, Lima. El objetivo fue precisar la pertinencia del desarrollo de esta investigación, en el que se decidió tomar en cuenta solo cargas de gravedad y no cargas sísmicas como solicitaciones en el diseño del pórtico. Asimismo, se buscó delimitar la aplicabilidad de los resultados obtenidos en un contexto real. En ese sentido, el análisis evidenció que las cargas de gravedad fueron predominantes en las vigas que forman parte de los pórticos dentro del sistema dual y las cargas sísmicas, en las vigas del sistema de muros estructurales. Por ende, se logró concluir que los resultados y conclusiones de esta tesis son válidos en vigas que conforman pórticos en sistemas duales, sistemas comunes en Lima, Perú.

### **3.1 Modelamiento de un pórtico plano para el análisis estructural**

#### **3.1.1 Definición de las propiedades mecánicas de los materiales.**

Con la finalidad de definir el modelo en el software ETABS fue necesario establecer las propiedades mecánicas del concreto y el suelo usadas en el diseño estructural posterior.

##### ***1. Propiedades del concreto.***

Se asumió una resistencia  $f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  debido a su carácter comercial habitual en nuestro medio y guardar continuidad con las propiedades usadas por Picón & Ruiz (2019) en la investigación que precede a la actual. Además, un módulo de Poisson  $\nu = 0.15$  y pesos específicos  $\gamma_{CS} = 2.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$  y  $\gamma_{CA} = 2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$  de concreto simple y armado. A partir de ello, el módulo de elasticidad de concreto ( $E_c$ ) fue calculado según lo expuesto por el ACI y la Norma E.060.

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

Ecuación 3-1

donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto.

$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto simple.

$$E_c = 250998 \frac{kg}{cm^2}$$

Por otro lado, el módulo de corte del concreto adoptó el siguiente valor.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)}$$

Ecuación 3-2

donde:

$G_c$ : Módulo de corte del concreto.

$\nu$ : Módulo de Poisson.

$$G_c = 109129 \frac{kg}{cm^2}$$

En síntesis, las propiedades mecánicas del concreto consideradas en esta investigación se resumen en la Tabla 5.

Tabla 5

*Propiedades asumidas del concreto.*

Propiedad	Valor numérico
$f'_c$	$280 \frac{kg}{cm^2}$
$E_c$	$250\ 998 \frac{kg}{cm^2}$
$G_c$	$109\ 129 \frac{kg}{cm^2}$
$\gamma_{CS}$	$2.3 \frac{t}{m^3}$
$\gamma_{CA}$	$2.4 \frac{t}{m^3}$
$\nu$	0.15

## 2. Propiedades del suelo.

La elección de las propiedades índice del suelo arenoso usado fue basada en los valores propuestos por Terzaghi, Peck & Mesri (1996), resumidas en la Tabla 6.

Tabla 6

*Propiedades índices de los suelos.*

Descripción	Porosidad n (%)	Relación de vacíos (e)	Contenido de Humedad $\omega$ (%)	Densidad (g/cm <sup>3</sup> )		Peso Unit. (kN/m <sup>3</sup> )	
				$\rho_d$	$\rho_{sat}$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$
Arena suelta uniformemente gradada	46	0.85	32	1.43	1.89	14.0	18.5
Arena densa uniformemente gradada	34	0.51	19	1.75	2.09	17.2	20.5
Arena suelta de grano mixto	40	0.67	25	1.59	1.99	15.6	19.5
Arena densa uniformemente gradada	30	0.43	16	1.86	2.16	18.2	21.2
Morrena glacial, de grana mixto	20	0.25	9	2.12	2.32	20.8	22.7
Arcilla glacial blanda	55	1.20	45		1.77	12.0	17.4
Arcilla glacial, rígida	37	0.60	22		2.07	16.7	20.3
Arcilla blanda levemente orgánica	66	1.90	70		1.58	9.1	15.5
Arcilla blanda muy orgánica	75	3.00	110		1.43	6.7	14.4
Bentonita blanda	84	5.20	194		1.27	4.2	12.5

$\omega$ =Contenido de humedad cuando está saturada, en porcentaje del peso seco  
 $\rho_d$ =Densidad en estado seco  
 $\rho_{sat}$ =Densidad en estado Saturado  
 $\gamma_d$ =Peso Unitario en estado seco  
 $\gamma_{sat}$ =Peso Unitario en estado saturado

Nota. Tomado de "Soil mechanics in engineering practice", por Terzaghi, Peck & Mesri, 1996.



Por otro lado, se tomó en cuenta el aporte de Zegarra (2016) en las categorías de suelos granulares en función al número de golpes ( $N$ ) del ensayo *SPT*, tal como lo muestra la Tabla 7.

Tabla 7

*Densidad del suelo según N del SPT.*

Características	Número de golpes (N)
Muy Suelto	0-4
Suelto	4-10
Medianamente Denso	10-30
Denso	30-50
Muy Denso	>50

*Nota.* Tomado de "*Mecánica de suelos*", por Zegarra, 2016.

Cabe resaltar que, Bowles (1982) estableció desde mucho antes una clasificación más detallada según el peso específico del material en estado húmedo ( $\gamma$ ) y su ángulo de fricción ( $\phi$ ), según lo muestra la Tabla 8. No obstante, la clasificación propuesta por Zegarra (2016) resulta más conveniente para esta tesis. Teniendo en cuenta ello, se seleccionó un suelo cuyo  $N_{60}$  es 30 golpes, lo cual lo clasifica entre medianamente denso y denso. Asimismo, el  $E_s$  del suelo fue definido a partir de la Tabla 9, elaborada por Picón & Ruiz (2019), que resume las relaciones más usadas para su cálculo.

Tabla 8

*Peso específico y ángulo de fricción de suelos granulares.*

N	Descripción	$\gamma$ ( $\frac{kg}{m^3}$ )	$\phi^\circ$
0-4	Muy suelto	1100-1600	25-30
4-10	Suelto	1400-1800	27-32
10-30	Medio	1750-2050	30-35
30-50	Denso	1800-2250	35-40
50	Muy denso	2080-2400	30-43

*Nota.* Tomado de "*Propiedades geofísicas de los suelos*", por Bowles, 1982.

Tabla 9

*Módulo de elasticidad de suelos arenosos, según diversos autores.*

Módulo de Elasticidad ( $E_s$ )	Unidades	Referencia	N=10	N=15	N=20	N=25	N=30	N=35	N=40	N=50
		Meigh y Nixon (1961)	80.00	120.00	160.00	200.00	240.00	280.00	320.00	400.00
$E=8N$	kg/cm <sup>2</sup>									
$E = 5(N_{60} + 15)$	kg/cm <sup>2</sup>	Webb (1969)	125.00	150.00	175.00	200.00	225.00	250.00	275.00	325.00
$E = 7.71N + 191$	kg/cm <sup>2</sup>	D'Apollonia (1970)	268.10	306.65	345.20	383.75	422.30	460.85	499.40	576.50
$E = 42.5 \log(N_{60})$	kg/cm <sup>2</sup>	Trofimkov (1974)	425.00	499.84	552.94	594.12	627.78	656.23	680.88	722.06
$E = 40 + 3(N_{60} - 6) N_{60} > 15$	kg/cm <sup>2</sup>	Begemann (1974)	-	-	82.00	97.00	112.00	127.00	142.00	172.00
$E = 2BN \rightarrow B = 4$	kg/cm <sup>2</sup>	Schmertmann (1978)	80.00	120.00	160.00	200.00	240.00	280.00	320.00	400.00
$E = 7\sqrt{N}$	MPa	Denver (1982)	225.72	276.46	319.22	356.90	390.97	422.29	451.45	504.74
$E = \alpha N_{60}$	kg/cm <sup>2</sup>	Kullhawy y Mayne (1990)	50.00	75.00	100.00	125.00	150.00	175.00	200.00	250.00

*Nota.* Tomado de "Análisis del problema de interacción suelo-estructura para un pórtico 2D en suelos granulares", por Picón & Ruiz, 2019.

Según mencionan Picón & Ruiz (2019), la relación que se ajusta mejor a lo indicado por Li & Liu (2012), que los métodos tradicionales sobreestiman los asentamientos, es la propuesta por Trofinenkov (1974), por ende, dicha ecuación fue la elegida. En suma, las características del suelo asumidas fueron las descritas en la Tabla 10.

Tabla 10

*Propiedades del suelo.*

Propiedad	Valor
$N_{60}$	30
$E_s$	$425 \log(N_{60})$
$\nu$	0.45

### 3.1.2 Predimensionamiento estructural.

El modelamiento del pórtico y el análisis y diseño estructural en ETABS hicieron necesario el predimensionamiento de los elementos estructurales que componen el sistema.

#### 1. Predimensionamiento de vigas.

Se tomó como referencia lo establecido por la Norma E.060 y las recomendaciones del ingeniero Blanco (1994) en su libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Se recomienda que el peralte de la viga ( $h$ ) debe permanecer entre 1/12 a 1/10 de la luz entre columnas ( $l_n$ ). Además, menciona que el cociente entre el ancho ( $b$ ) y el peralte de la viga ( $h$ ) debe variar entre 0.3 a 0.5. En este análisis  $h$  es un parámetro más importante que  $b$ , dado que el peralte es el que otorga mayor rigidez y resistencia lateral a la estructura. Por su parte, la Norma E.060 establece que  $b$  debe ser mayor a 0.25 m en caso que las vigas formen parte de pórticos de concreto armado; además, menciona que  $h$  no debe exceder de  $l_n/4$ . En síntesis, los criterios de predimensionamiento se resumen en la Tabla 11.

Tabla 11

*Criterios de predimensionamiento tomados en cuenta.*

Criterios	
$h < \frac{ln}{4}$	Ecuación 3-3
$b > 0.25 m$	Ecuación 3-4
$\frac{ln}{12} < h < \frac{ln}{10}$	Ecuación 3-5
$0.3 < \frac{b}{h} < 0.5$	Ecuación 3-6

El pórtico analizado fue de 4 niveles y 5 columnas, con luces entre columnas de 6, 3, 5 y 4 m de izquierda a derecha. Por lo tanto, el  $l_n$  considerado en las Ecuaciones 3-3 y 3-5 será la luz libre mayor, 6 m.

$$h < \frac{ln}{4} \rightarrow h < \frac{6}{4} = 1.5 m$$

$$\frac{ln}{12} < h < \frac{ln}{10} \rightarrow \frac{6}{12} < h < \frac{6}{10}$$

$$0.5 m < h < 0.6 m$$

Dado ello, el peralte elegido de la viga fue de 0.6 m.

$$b > 0.25 m$$

$$0.3 < \frac{b}{h} < 0.5 \rightarrow 0.3 * 0.6 < b < 0.5 * 0.6$$

$$0.18 m < b < 0.3 m$$

Asimismo, se seleccionó un ancho de viga de 0.30 m. De este modo, la sección adoptada en las vigas en el modelo fue de 30x60 cm. Cabe resaltar que Blanco (1994) recomienda, para una luz entre columnas menor a 6.5 m, dimensiones de viga de 25x60, 30x60 o 40x60 cm, lo que indica que las dimensiones adoptadas son adecuadas.

## 2. Predimensionamiento de columnas.

Las columnas se predimensionaron de acuerdo a las recomendaciones efectuadas por Blanco (1994), quien menciona que sus dimensiones en edificios íntegramente aporticados deben ser determinadas en función a los momentos de sismo. Asimismo, recomienda dimensiones de 35x35, 40x40, 25x50, 30x60, 30x40, 30x50 cm, entre otros. Por lo tanto, se consideró una sección típica de columna rectangular de 30x60 cm para el análisis.

### 3.1.3 Modelamiento del pórtico.

En este acápite se describen los cálculos efectuados para modelar y asignar las cargas del pórtico en el software acorde a las características resumidas en la Tabla 12. Además, se consideró que el pórtico forma parte de un edificio de uso de oficinas ( $SC_{\text{piso típico}} = 0.25 \frac{t}{m^2}$  y  $SC_{\text{azotea}} = 0.1 \frac{t}{m^2}$ , según norma E.020) y que las vigas sirven de apoyo para una losa aligerada 1D de 0.2 m de espesor con paños de 5 m de ancho. Esta losa fue considerada como tal con el fin de obtener cargas muertas ( $W_{CM}$ ) y vivas ( $W_{CV}$ ) coherentes a una edificación real mediante el metrado de cargas; sin embargo, el pórtico es plano en esencia. Asimismo, se consideró un piso terminado de 5 cm de espesor ( $W_{pt} = 0.1 \frac{t}{m^2}$ ). El esquema típico de una viga se muestra en la Figura 4.

Tabla 12

*Características principales del pórtico.*

Número de niveles	4
Número de columnas	5
Altura típica de entrepiso	3 m
NTP	Nivel: 0 m
Profundidad de cimentación ( $D_f$ )	1.2 m
Distancia entre columnas	6, 3, 5 y 4 m
Dimensiones de vigas	0.30x0.60 m
Dimensiones de columnas	0.30x0.60 m

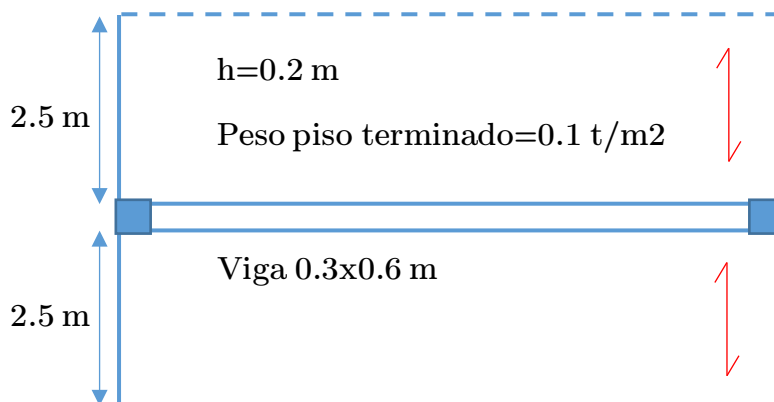


Figura 4 Esquema típico de una viga del pórtico plano.

### 1. Asignación de cargas.

Se realizó el metrado de cargas de una viga típica para definir las  $W_{CM}$  y  $W_{CV}$  actuantes en el pórtico, a partir del esquema dispuesto en la Figura 4.

#### a. Piso típico.

##### a.1 Carga muerta.

$$P_p = \gamma_{concreto} * b * h$$

Ecuación 3-7

donde:

$P_p$ : Peso propio de la viga por metro lineal.

$b$ : Ancho de la viga.

$h$ : Peralte de la viga.

$$P_p = 2.4 \frac{t}{m^3} * 0.3 m * 0.6 m = 0.432 \frac{t}{m}$$

$$P_{pt} = \text{Peso}_{m^2} * b$$

Ecuación 3-8

donde:

$P_{pt}$ : Peso propio del recubrimiento de piso terminado sobre la viga por metro lineal.

$\text{Peso}_{m^2}$ : Peso propio del recubrimiento por metro cuadrado de área.

$$P_{pt} = 0.1 \frac{t}{m^2} * 0.3 m = 0.03 \frac{t}{m}$$

$$P_{(peso\ losa+pt)} = P_{losa\ h=20cm} * a + Peso_{m^2} * a \quad \text{Ecuación 3-9}$$

donde:

$P_{losa\ h=20cm}$ : Peso propio de una losa aligerada de 20 cm de espesor.

$a$ : Ancho tributario de la losa.

$$P_{(peso\ losa+pt)} = 0.3 \frac{t}{m^2} * 5\ m + 0.1 \frac{t}{m^2} * 5m = 2.0 \frac{t}{m}$$

$$W_{CM} = 0.432 + 0.03 + 2.0$$

$$W_{CM} = 2.46 \frac{t}{m}$$

a.2 Carga viva.

$$S/C = W_{s/c} * l$$

Ecuación 3-10

donde:

$S/C$ : Carga actuante debido a la Sobrecarga.

$W_{s/c}$ : Sobrecarga por  $m^2$ .

$$S/C = 0.25 \frac{t}{m^2} * 5.3\ m = 1.325 \frac{t}{m}$$

$$W_{CV} = 1.33 \frac{t}{m}$$

a.3 Carga de servicio.

$$W_{CS} = W_{CM} + W_{CV}$$

Ecuación 3-11

donde:

$W_{CS}$ : Carga de servicio por metro lineal.

$$W_{CS} = 2.46 + 1.33$$

$$W_{CS} = 3.79 \frac{t}{m}$$

a.4 Carga última.

$$W_{CU} = 1.4W_{CM} + 1.7W_{CV}$$

Ecuación 3-12

donde:

$W_{CU}$ : Carga última por metro lineal.

$$W_{CU} = 5.71 \frac{t}{m}$$

b. Azotea.

b.1 Carga muerta.

$$W_{CM} = 2.46 \frac{t}{m}$$

b.2 Carga viva.

$$S/C = 0.1 \frac{t}{m^2} * 5.3 m = 0.53 \frac{t}{m}$$

$$W_{CV} = 0.53 \frac{t}{m}$$

b.3 Carga de servicio.

$$W_{CS} = 2.46 + 0.53$$

$$W_{CS} = 2.99 \frac{t}{m}$$

b.4 Carga Última.

$$W_{CU} = 1.4(2.46) + 1.7(0.53)$$

$$W_{CU} = 4.35 \frac{t}{m}$$

En síntesis:

Tabla 13

Cargas del pórtico.

	Metrado de cargas	
	Pisos Típicos	Azotea
$W_{CM}$	2.46	2.46
$W_{CV}$	1.33	0.53
$W_{CS}$	<b>3.79</b>	<b>2.99</b>
$W_{CU}$	<b>5.71</b>	<b>4.35</b>



## 3.2 Análisis y diseño estructural mediante la metodología convencional

### 3.2.1 Análisis estructural.

Una vez definidas las características del pórtico y las cargas a las que está expuesto se realizó el análisis estructural con la combinación “Cargas de Gravedad”. Las reacciones en cada zapata se resumen en la Tabla 14.

Tabla 14

*Fuerzas verticales en los nodos empotrados al suelo.*

Reacciones Fz (ton)				
Z1	Z2	Z3	Z4	Z5
53.39	77.30	69.14	76.05	37.93

### 3.2.2 Diseño en concreto armado de vigas y columnas.

En este acápite se muestran el procedimiento y los resultados del diseño de vigas y columnas mediante el Diseño por Resistencia por flexión y cortante.

#### 1. Diseño de vigas.

##### a. Diseño por flexión.

Tras el análisis estructural del pórtico se determinaron los momentos requeridos ante la combinación de cargas últimas. Los resultados se resumen en la Tabla 15. Además, se planteó un esquema de identificación de vigas mostrado a continuación.

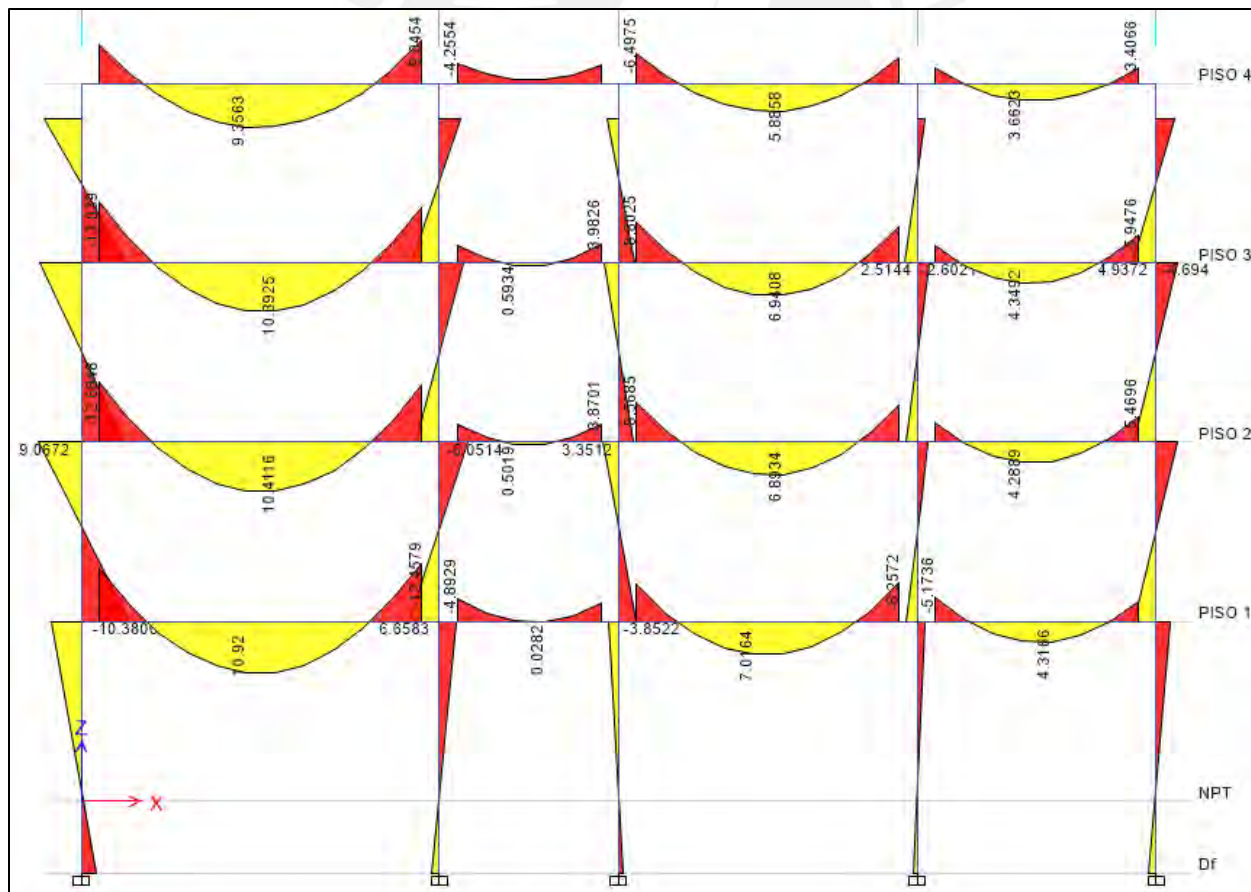
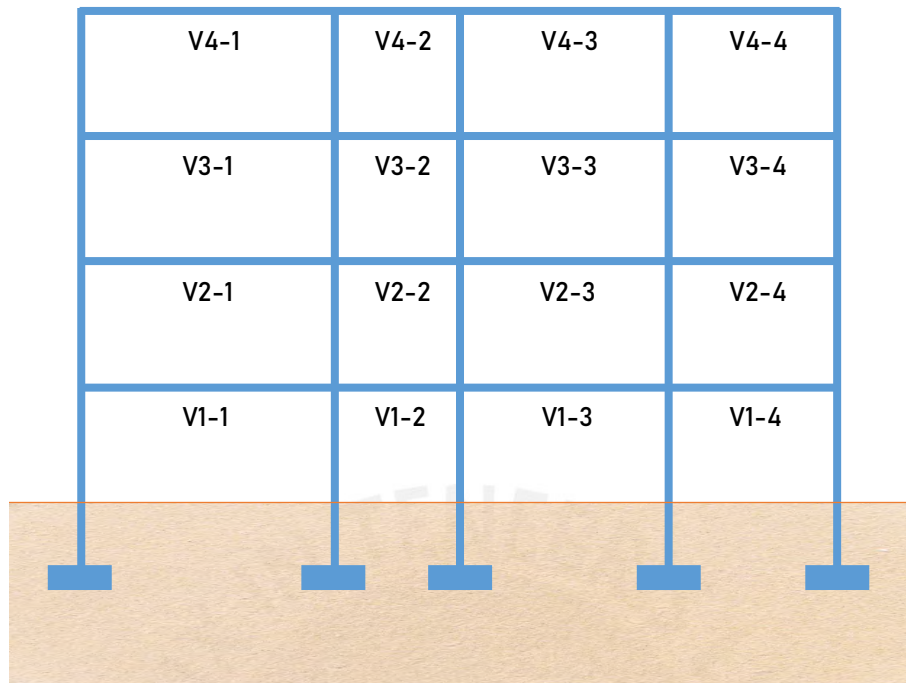


Figura 5 Esquema de vigas en el pórtico y diagrama de M<sub>u</sub>.

Tabla 15

Momentos requeridos (ton-m) en las vigas sin el efecto de la ISE.

Vigas	$M^-_{u\text{ izq.}}$	$M^+_{u\text{ cent.}}$	$M^-_{u\text{ der.}}$
V1-1	11.38	10.87	12.46
V1-2	4.90	0.01	3.95
V1-3	7.89	7.00	8.26
V1-4	5.17	4.30	4.18
V2-1	12.68	10.40	12.12
V2-2	3.85	0.50	3.87
V2-3	8.57	6.90	7.86
V2-4	4.00	4.28	5.47
V3-1	13.04	10.39	11.86
V3-2	3.62	0.60	3.98
V3-3	8.80	6.93	7.59
V3-4	3.54	4.34	5.95
V4-1	8.13	9.35	9.05
V4-2	4.26	-0.69	3.96
V4-3	6.50	5.89	5.51
V4-4	3.30	3.66	3.41

Se hallaron los  $AS_{max}^{+/-}$ ,  $AS_{min}^{+/-}$  y  $AS_{requerido}$  en vigas y su equivalencia a barras de acero.

Tabla 16

Áreas de acero en las vigas.

$AS_{max}^{\pm}$	<b>34.42 cm<sup>2</sup></b>		
$AS_{min}^{\pm}$	4.54 cm <sup>2</sup>		
Vigas	$M^-_{u\text{ izq.}}$	$M^+_{u\text{ cent.}}$	$M^-_{u\text{ der.}}$
	$AS_{requerido}$ cm <sup>2</sup>		
V1-1	5.76	5.49	6.32
V1-2	2.43	0.00	1.96
V1-3	3.95	3.50	4.14
V1-4	2.57	2.13	2.07
V2-1	6.44	5.25	6.14
V2-2	1.91	0.25	1.92
V2-3	4.30	3.45	3.93
V2-4	1.98	2.12	2.72
V3-1	6.63	5.24	6.01
V3-2	1.79	0.29	1.97
V3-3	4.42	3.46	3.80
V3-4	1.75	2.15	2.96
V4-1	4.07	4.70	4.55
V4-2	2.11	0.34	1.96
V4-3	3.24	2.93	2.74
V4-4	1.63	1.81	1.69

Tabla 17

Armadura por flexión de todas las vigas.

Vigas	$M^-_{u\text{ izq.}}$	$M^+_{u\text{ cent.}}$	$M^-_{u\text{ der.}}$
	Armadura		
V1-1	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$1\ \emptyset^{5/8}$ " + $2\ \emptyset^{3/4}$ "
V1-2	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V1-3	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V1-4	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V2-1	$1\ \emptyset^{5/8}$ " + $2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$1\ \emptyset^{5/8}$ " + $2\ \emptyset^{3/4}$ "
V2-2	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V2-3	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V2-4	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V3-1	$1\ \emptyset^{5/8}$ " + $2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$1\ \emptyset^{5/8}$ " + $2\ \emptyset^{3/4}$ "
V3-2	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V3-3	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V3-4	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V4-1	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V4-2	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V4-3	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "
V4-4	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "	$2\ \emptyset^{3/4}$ "

De esta manera, el esquema de la viga V1-1, como ejemplo representativo es el siguiente:

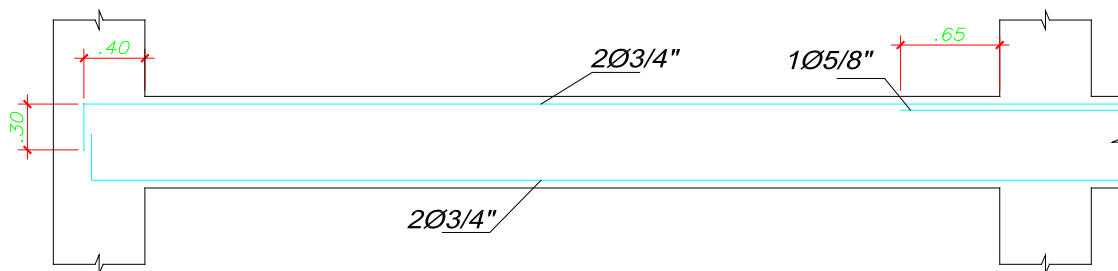


Figura 6 Esquema del armado de la viga V1-1.

*b. Diseño por cortante.*

A continuación, se resume los requisitos para la separación de estribos según la Norma E.060 2019.

Tabla 18

*Requisitos de espaciamiento de estribos.*

Parámetro	Espaciamiento
$d/4$	$s = 13.50 \text{ cm}$
6 veces el diámetro de barra longitudinal de menor diámetro	$s = 11.46 \text{ cm}$
24 veces el diámetro del estribo ( $3/8''$ )	$s = 22.80 \text{ cm}$
15 cm	$s = 15.00 \text{ cm}$

Para fines prácticos se tomó un espaciamiento de 10 cm y una zona de confinamiento de 2 veces el peralte de la viga, 120 cm, según la norma. De esta manera, la separación de estribos fue 1@5, 12@10, resto @25 cm. Como ejemplo, el esquema de refuerzo por cortante de la viga V1-1 se muestra en la Figura 7.

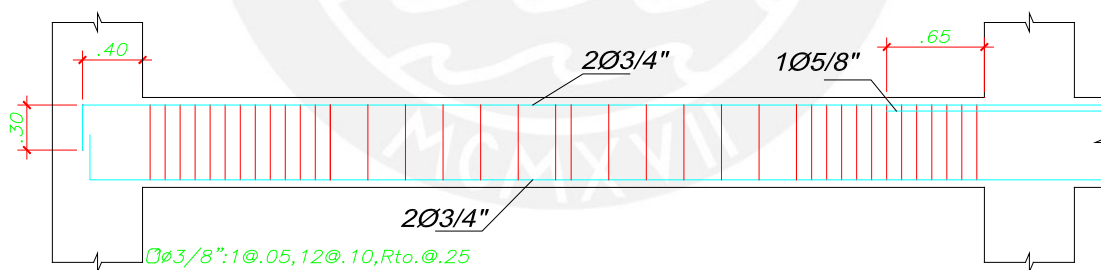


Figura 7 Esquema de refuerzo por cortante de Viga V1-1.

**2. Diseño de columnas.**

Al igual que en el caso de las vigas, se planteó un esquema de identificación de columnas en el pórtico según la Figura 8. En síntesis, los  $M_u$  mayores y cargas  $P_u$  requeridos en las columnas debido a la combinación última se resumen en la Tabla 19.

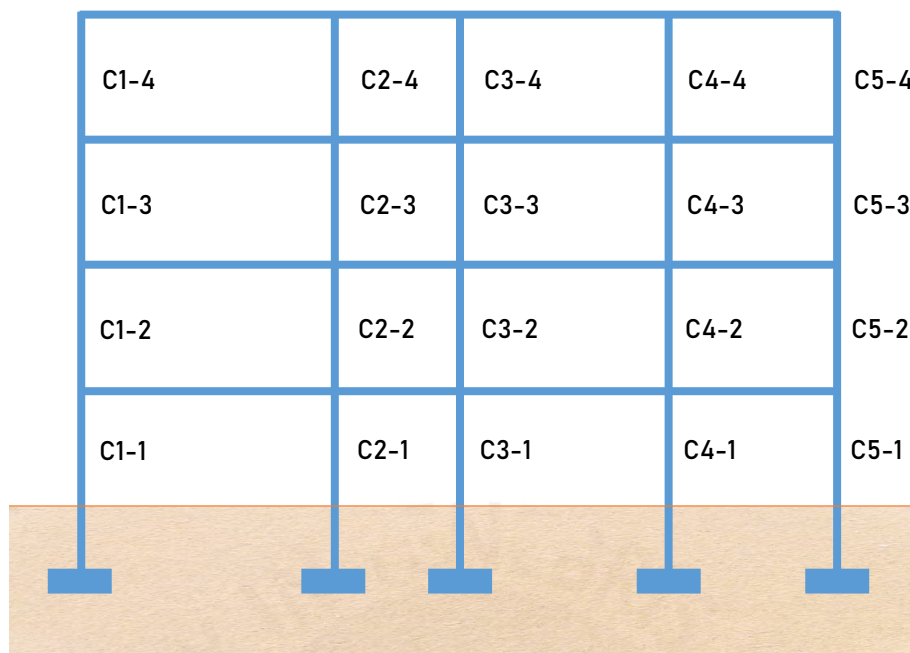


Figura 8 Esquema de columnas en el pórtico.

Tabla 19

$M_u$  y  $P_u$  en las columnas del pórtico sin el efecto de la ISE.

Columnas	$M_{u\ inf}$ (ton - m)	$M_{u\ sup}$ (ton - m)	$P_u$ (ton)	
C1	C1-1	3.12	6.25	78.81
	C1-2	10.05	8.84	57.66
	C1-3	8.79	8.57	37.04
	C1-4	9.44	7.91	16.30
C2	C2-1	1.79	3.66	114.32
	C2-2	6.44	5.90	83.13
	C2-3	4.91	4.84	53.44
	C2-4	5.95	4.42	24.02
C3	C3-1	0.95	2.05	102.22
	C3-2	3.73	3.27	75.27
	C3-3	3.20	3.10	48.41
	C3-4	3.50	2.59	21.33
C4	C4-1	0.88	1.57	112.47
	C4-2	2.31	2.36	81.50
	C4-3	2.39	2.52	52.28
	C4-4	2.47	1.81	23.45
C5	C5-1	1.56	2.91	55.86
	C5-2	4.48	4.40	41.11
	C5-3	4.45	4.54	26.47
	C5-4	4.85	3.92	11.53

Debido a que solo se trabajó con cargas de gravedad se eligió un refuerzo longitudinal simple de 4 barras de  $\varnothing 1''$ . Este refuerzo cumple con la cuantía mínima exigida,  $\rho = \frac{4 \cdot 5.1}{30 \cdot 60} = 1.13\% > \rho_{min} = 1\%$  y el requisito de columna fuerte y viga débil especificada por la norma E.060.

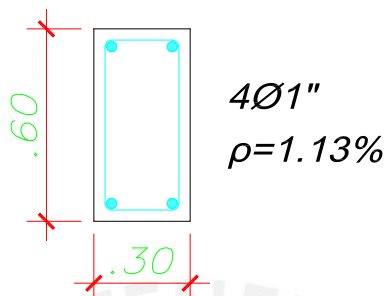


Figura 9 Refuerzo de acero en columnas.

Posteriormente, se determinaron los diagramas de interacción nominales de cada columna y se verificó el cumplimiento del diseño por resistencia de C1-1. El diagrama de interacción resultante es mostrado en la Figura 10, donde el punto  $(M_u, P_u)$  se encuentra dentro de él. Cabe precisar que, el  $M_u$  tomado en cuenta fue el mayor entre el inferior y superior,  $M_u=6.25$  y  $P_u=78.81$ .

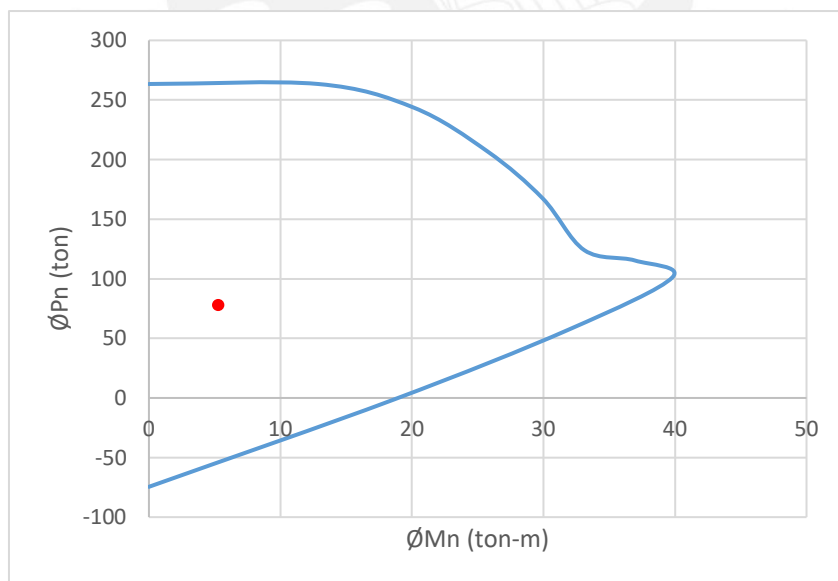


Figura 10 Diagrama de interacción de diseño de la columna C1-1.

En relación a los diagramas de interacción de diseño de los elementos restantes, estos pueden ser visualizados en el capítulo de Anexos, sección Anexo A.

### 3.2.3 Cálculo de parámetros de seguridad de flexión, fuerza cortante y fuerza axial ( $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ ) asociados a los elementos estructurales.

Para efectos de esta investigación, se consideró conveniente adaptar la inecuación característica del diseño por resistencia a un cociente que sea capaz de establecer una idea de margen de seguridad en una sección de interés de viga o columna.

$$\phi R_n \geq R_u \rightarrow \text{Relación de efecto} = \frac{R_u}{\phi R_n} \quad \text{Ecuación 3-13}$$

donde:

$\phi R_n$ : Resistencia nominal reducida.

$R_u$ : Efecto amplificado de las solicitaciones.

Dicho cociente se definió como la relación entre el efecto amplificado debido a flexión, cortante o fuerza axial y la resistencia reducida asociada al efecto correspondiente en una sección de interés. La elección de su uso se debió a que permite evaluar cuán cerca se encuentra el efecto amplificado de la solicitación a la resistencia nominal respectiva dentro de la metodología *LRFD*. En tal sentido, el margen de seguridad en los elementos del pórtico fue evaluado con los parámetros de seguridad  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  derivados de la Ecuación 3-13 y adaptados a cada tipo de efecto independientemente. Fueron definidos de la siguiente manera:

$$R_M = \frac{M_u}{\phi M_n} \quad \text{Ecuación 3-14}$$

donde:

$R_M$ : Parámetro de seguridad de flexión.

$\phi M_n$ : Momento nominal reducido.

$M_u$ : Momento último.



$$R_V = \frac{V_u}{\phi V_n} \quad \text{Ecuación 3-15}$$

donde:

$R_V$ : Parámetro de seguridad de cortante.

$\phi V_n$ : Resistencia nominal reducida de fuerza cortante.

$V_u$ : Cortante última.

$$R_P = \frac{P_u}{\phi P_n} \quad \text{Ecuación 3-16}$$

donde:

$R_P$ : Parámetro de seguridad de fuerza axial.

$\phi P_n$ : Resistencia nominal reducida de carga axial.

$P_u$ : Carga axial última.

Se consideró adecuado solo el uso de los parámetros  $R_M$  y  $R_V$  en el caso de las vigas debido a la poca incidencia de la carga axial como caso crítico en su seguridad; a diferencia de las columnas, donde se hizo uso de los tres parámetros  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$ . En tal sentido, en este inciso se detalla el proceso de cálculo de los parámetros descritos sin considerar la *ISE*.

### **1. $R_M$ en vigas.**

Además de los momentos últimos máximos negativos y positivos en las vigas resumidos en la Tabla 15, fue necesario el cálculo del acero instalado en las secciones críticas para luego determinar los  $M_n^\pm$  en las secciones de interés. Luego, se aplicó la Ecuación 3-14 para calcular los  $R_M$  en porcentaje en las secciones trabajadas del estado inicial.

Tabla 20

*Acero instalado en secciones críticas.*

Vigas	$M^-_{izq.}$	$M^+_{cent}$	$M^-_{der.}$
	$AS_{instalado} cm^2$		
V1-1	5.68	5.68	7.68
V1-2	5.68	5.68	5.68
V1-3	5.68	5.68	5.68
V1-4	5.68	5.68	5.68
V2-1	7.68	5.68	7.68
V2-2	5.68	5.68	5.68
V2-3	5.68	5.68	5.68
V2-4	5.68	5.68	5.68
V3-1	7.68	5.68	7.68
V3-2	5.68	5.68	5.68
V3-3	5.68	5.68	5.68
V3-4	5.68	5.68	5.68
V4-1	5.68	5.68	5.68
V4-2	5.68	5.68	5.68
V4-3	5.68	5.68	5.68
V4-4	5.68	5.68	5.68

Tabla 21

*Momentos nominales de secciones críticas.*

Vigas	$M^-_{n izq.}$	$M^+_{n cent.}$	$M^-_{n der.}$
	(ton - m)	(ton - m)	(ton - m)
V1-1	12.48	12.48	16.69
V1-2	12.48	12.48	12.48
V1-3	12.48	12.48	12.48
V1-4	12.48	12.48	12.48
V2-1	16.69	12.48	16.69
V2-2	12.48	12.48	12.48
V2-3	12.48	12.48	12.48
V2-4	12.48	12.48	12.48
V3-1	16.69	12.48	16.69
V3-2	12.48	12.48	12.48
V3-3	12.48	12.48	12.48
V3-4	12.48	12.48	12.48
V4-1	12.48	12.48	12.48
V4-2	12.48	12.48	12.48
V4-3	12.48	12.48	12.48
V4-4	12.48	12.48	12.48

Tabla 22

$R_M$  en secciones críticas de cada viga sin el efecto de la ISE.

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M1}\%$	$R_{M1}\%$	$R_{M1}\%$
V1-1	101	97	83
V1-2	44	0	35
V1-3	70	62	74
V1-4	46	38	37
V2-1	84	93	81
V2-2	34	4	34
V2-3	76	61	70
V2-4	36	38	49
V3-1	87	93	79
V3-2	32	5	35
V3-3	78	62	68
V3-4	32	39	53
V4-1	72	83	81
V4-2	38	6	35
V4-3	58	52	49
V4-4	29	33	30

## 2. $R_V$ en vigas.

El cálculo de los  $R_V$  hizo necesario la recopilación de las fuerzas cortantes últimas frente a cargas de gravedad, dichos valores se resumen en la Tabla 23.

Tabla 23

Cortantes últimas máximas en cada viga sin el efecto de la ISE.

Vigas	$V_u$ izq. (ton)	$V_u$ der. (ton)	Vigas	$V_u$ izq. (ton)	$V_u$ der. (ton)
V1-1	16.82	17.22	V3-1	17.24	16.80
V1-2	7.96	7.17	V3-2	7.41	7.72
V1-3	13.78	13.95	V3-3	14.15	13.59
V1-4	11.00	10.43	V3-4	10.01	11.42
V2-1	17.13	16.92	V4-1	13.20	13.54
V2-2	7.55	7.58	V4-2	6.07	5.82
V2-3	14.03	13.71	V4-3	11.12	10.67
V2-4	10.29	11.15	V4-4	8.39	8.45

A continuación, se muestra el procedimiento de cálculo de la resistencia total a cortante en la sección más crítica de la viga V1-1 como ejemplo representativo de las demás.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\therefore \phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad \text{Ecuación 3-17}$$

donde:

$V_n$ : Resistencia total a cortante.

$V_u$ : Cortante última.

$V_c$ : Resistencia suministrada por el concreto.

$V_s$ : Resistencia suministrada por el acero.

En este caso, la resistencia suministrada por el concreto resultó en lo siguiente:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \text{Ecuación 3-18}$$

donde:

$f'_c$ : Resistencia del concreto a compresión.

$b_w$ : Base de la viga.

$d$ : Peralte efectivo de la viga.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 54 = 14.37 \text{ ton}$$

Por otro lado, la resistencia suministrada por el confinamiento de la norma ( $s=10$  cm) es:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad \text{Ecuación 3-19}$$

donde:

$A_v$ : Área transversal de ramas de estribos.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia de las barras de acero.

$d$ : Peralte efectivo de la viga.

$s$ : Espaciamiento de estribos.

$$V_s = \frac{2 * 0.71 * \frac{4200}{1000} * 54}{10} = 32.21 \text{ ton}$$

De esa forma, la resistencia total reducida resulta en la suma de ambas y afectadas por el factor de reducción  $\emptyset = 0.85$ .

$$\emptyset V_n = 0.85 * (14.37 + 32.21) = 39.59 \text{ ton}$$

La sección de la viga V1-1 con el mayor cortante fue la derecha, con un valor  $V_u = 17.22 \text{ ton}$ . De este modo, el parámetro de seguridad en dicha sección fue calculado con la Ecuación 3-15.

$$R_V = \frac{17.22}{39.59} = 43.50\%$$

Este procedimiento fue repetido para cada sección de interés, los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 24.

Tabla 24

*R<sub>V</sub> en secciones críticas de cada viga sin el efecto de la ISE.*

Vigas	Sección izq.	Sección der.
	R <sub>V1</sub> %	R <sub>V1</sub> %
V1-1	42.49	43.50
V1-2	20.11	18.11
V1-3	34.81	35.24
V1-4	27.78	26.35
V2-1	43.27	42.74
V2-2	19.07	19.15
V2-3	35.44	34.63
V2-4	25.99	28.16
V3-1	43.55	42.43
V3-2	18.72	19.50
V3-3	35.74	34.33
V3-4	25.28	28.85
V4-1	33.34	34.20
V4-2	15.33	14.70
V4-3	28.09	26.95
V4-4	21.19	21.34

### 3. $R_M$ en columnas.

El cálculo de los  $R_M$  en las columnas hizo necesario determinar los  $\emptyset M_n$  correspondientes. Estos se hallaron a partir del diagrama de interacción de diseño de los elementos, donde  $\emptyset M_n$  fue la proyección en el eje de las abscisas de la intersección del límite del diagrama con una recta horizontal que pasa por el punto  $(M_u, P_u)$  respectivo. Los valores de momento y carga axial última utilizados fueron los resumidos en la Tabla 19.

Tabla 25

$\emptyset M_n$  de las columnas sin el efecto de la ISE.

Columnas	$\emptyset M_n$ (ton - m)	Columnas	$\emptyset M_n$ (ton - m)	Columnas	$\emptyset M_n$ (ton - m)
C1-1	35.90	C3-1	39.90	C5-1	31.50
C1-2	31.90	C3-2	35.90	C5-2	28.60
C1-3	27.20	C3-3	29.80	C5-3	24.90
C1-4	22.70	C3-4	24.10	C5-4	22.00
C2-1	37.00	C4-1	37.80		
C2-2	37.10	C4-2	37.00		
C2-3	31.20	C4-3	31.10		
C2-4	24.60	C4-4	24.50		

Por último, tras aplicar la Ecuación 3-14 en las secciones se obtuvieron los  $R_M$  buscados.

Tabla 26

$R_M$  en secciones críticas de cada columna sin el efecto de la ISE.

Col.	Sección inf. $R_{M1}\%$	Sección sup. $R_{M1}\%$	Col.	Sección inf. $R_{M1}\%$	Sección sup. $R_{M1}\%$	Col.	Sección inf. $R_{M1}\%$	Sección sup. $R_{M1}\%$
C1-1	9	17	C3-1	2	5	C5-1	5	9
C1-2	32	28	C3-2	10	9	C5-2	16	15
C1-3	32	32	C3-3	11	10	C5-3	18	18
C1-4	42	35	C3-4	15	11	C5-4	22	18
C2-1	5	10	C4-1	2	4			
C2-2	17	16	C4-2	6	6			
C2-3	16	16	C4-3	8	8			
C2-4	24	18	C4-4	10	7			

#### 4. $R_v$ en columnas.

Al igual que en el caso de las vigas, fue necesario hallar las fuerzas cortantes últimas como primer paso, dichos  $V_u$  se resumen en la Tabla 27.

Tabla 27

*Cortantes últimas máximas en cada columna sin el efecto de la ISE.*

Columnas	$V_u$ (ton)	Columnas	$V_u$ (ton)	Columnas	$V_u$ (ton)
C1-1	2.24	C3-1	0.72	C5-1	1.07
C1-2	6.48	C3-2	2.40	C5-2	3.04
C1-3	5.96	C3-3	2.16	C5-3	3.09
C1-4	7.30	C3-4	2.56	C5-4	3.69
C2-1	1.30	C4-1	0.58		
C2-2	4.24	C4-2	1.60		
C2-3	3.34	C4-3	1.69		
C2-4	4.36	C4-4	1.80		

Luego, se procedió con el cálculo de la resistencia total a cortante en las secciones más críticas de las columnas. Se muestra como ejemplo representativo el caso de la columna C1-1, donde la resistencia suministrada por el concreto se calculó mediante la Ecuación 3-20.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) * b_w * d \quad \text{Ecuación 3-20}$$

donde:

$f'_c$ : Resistencia del concreto a compresión.

$N_u$ : Fuerza axial en la columna.

$A_g$ : Área bruta transversal de la columna.

$b_w$ : Base de la sección transversal.

$d$ : Peralte efectivo de columna.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * \left(1 + \frac{78\,810}{140 * 30 * 60}\right) * 30 * 54 = 18.86 \text{ ton} = 14.37 \text{ ton}$$

Por otro lado, la resistencia suministrada por el confinamiento de la norma ( $s=10$  cm) es:

$$V_s = \frac{2 * 0.71 * \frac{4200}{1000} * 54}{10} = 32.21 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la resistencia total a cortante resulta en la suma de ambas y reducidas por el factor  $\phi = 0.85$ .

$$\phi V_n = 0.85 * (18.86 + 32.21) = 43.41 \text{ ton}$$

De este modo, el parámetro de seguridad de cortante a lo largo de la columna fue calculado con la Ecuación 3-15.

$$R_v = \frac{2.24}{43.41} = 5.16\%$$

Este procedimiento fue repetido en cada columna y los resultados de  $R_v$  se muestran en la Tabla 28.

Tabla 28

*R<sub>v</sub> en cada columna sin el efecto de la ISE.*

Columnas	$R_{v1}\%$	Columnas	$R_{v1}\%$	Columnas	$R_{v1}\%$
C1-1	5.16	C3-1	1.66	C5-1	2.46
C1-2	14.93	C3-2	5.53	C5-2	7.00
C1-3	13.73	C3-3	4.98	C5-3	7.12
C1-4	16.82	C3-4	5.90	C5-4	8.50
C2-1	2.99	C4-1	1.34		
C2-2	9.77	C4-2	3.69		
C2-3	7.69	C4-3	3.89		
C2-4	10.04	C4-4	4.15		



### 5. $R_P$ en columnas.

Los valores de  $P_u$  usados para determinar los  $R_P$  de los elementos fueron los resumidos en la Tabla 19, tras ello, restó solo el cálculo de los  $\emptyset P_n$  respectivos. Análogamente al caso de los  $R_M$ , cada  $\emptyset P_n$  fue la proyección en el eje de las ordenadas del punto de intersección del límite del diagrama de interacción con una recta vertical que pasa por el punto  $(M_u, P_u)$  correspondiente. De este modo, los  $\emptyset P_n$  se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29

$\emptyset P_n$  de las columnas sin el efecto de la ISE.

Columnas	$\emptyset P_n$ (ton)	Columnas	$\emptyset P_n$ (ton)	Columnas	$\emptyset P_n$ (ton)
C1-1	263.41	C3-1	263.41	C5-1	263.41
C1-2	263.41	C3-2	263.41	C5-2	263.41
C1-3	263.41	C3-3	263.41	C5-3	263.41
C1-4	263.41	C3-4	263.41	C5-4	263.41
C2-1	263.41	C4-1	263.41		
C2-2	263.41	C4-2	263.41		
C2-3	263.41	C4-3	263.41		
C2-4	263.41	C4-4	263.41		

Tras aplicar la Ecuación 3-16 se calcularon los  $R_P$  buscados.

Tabla 30

$R_P$  en cada columna sin el efecto de la ISE.

Columnas	$R_{P1}\%$	Columnas	$R_{P1}\%$	Columnas	$R_{P1}\%$
C1-1	30	C3-1	39	C5-1	21
C1-2	22	C3-2	29	C5-2	16
C1-3	14	C3-3	18	C5-3	10
C1-4	6	C3-4	8	C5-4	4
C2-1	43	C4-1	43		
C2-2	32	C4-2	31		
C2-3	20	C4-3	20		
C2-4	9	C4-4	9		

### 3.3 Proceso sistematizado de aplicación de *ISE*

En el presente acápite se describe el desarrollo del proceso sistematizado aplicado al pórtico. Por otro lado, es necesario mencionar que la finalidad del modelo y el proceso fue simular la situación real de una edificación típica peruana que experimenta asentamientos en su fundación según las características del suelo que lo soporta, en este caso, arena medianamente densa a densa.

#### 3.3.1 Diseño de zapatas.

El diseño de zapatas fue realizado a partir de las cargas de servicio presentes en los nodos de la cimentación; estos se resumieron en la Tabla 14. Se calculó la presión admisible para el caso de la zapata más cargada, la cual resultó ser la ubicada bajo la columna 2, denominada Z2. A partir de las dimensiones de Z2 se dimensionaron las demás, verificando por corte cada una de ellas.

##### 1. *Diseño por asentamiento.*

Se tomó en cuenta una distorsión angular de diseño de  $\alpha=1/400$  con el fin de que los *FS* por corte no fuesen demasiado altos y permitan percibir la *ISE*. Asimismo, la longitud menor entre la zapata Z2 a la adyacente más cercana fue de 3 m, respecto a la zapata Z3. Por último, se consideraron zapatas cuadradas para el pórtico.

$$\delta = \alpha * L = \frac{1}{400} * 3 = 0.8 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \frac{\delta}{0.75} = 1.0 \text{ cm}$$

Tras ello, se calculó una presión admisible preliminar en base a los parámetros considerados en las Tablas 10 y 12,  $N=30$  y  $Df=1.2$  m.

$$f_0 = \frac{\delta_t}{1.6} = 0.63$$

$$q_{a0} = 0.1 * N * f_0$$

$$q_{a0} = 1.88 \frac{kg}{cm^2}$$

Con ello, se calculó una dimensión preliminar de la base y el valor inicial de presión admisible real del suelo bajo la zapata, mediante la expresión de Terzaghi, Peck, & Mesri.

$$q_{a0} = \frac{Q_v}{B_0^2}$$

$$1.88 \frac{kg}{cm^2} = \frac{77.30 \text{ ton}}{B_0^2} \rightarrow B_0 = 2.03m$$

$$q_{a1} = 0.06 * \frac{N^{1.4}}{B_0^{0.75}} * \frac{\delta_t}{1.6} * f_{NF} * f_F$$

$$q_{a1} = 2.58 \frac{kg}{cm^2}$$

La presión admisible real permitió calcular el valor inicial del primer  $B$  real de la zapata Z2.

$$q_{a1} = \frac{Q_v}{B_1^2}$$

$$B_1 = 1.73 \text{ m}$$

Sin embargo, la diferencia entre las dos dimensiones halladas debe ser menor a 5 cm para ser considerado coherente.

$$|B_1 - B_0| = 30 \text{ cm}$$

La diferencia es mayor a 5 cm, de modo que se debe seguir iterando hasta cumplir la condición.

$$q_{a2} = 0.06 * \frac{N^{1.4}}{B_1^{0.75}} * \frac{\delta_t}{1.6} * f_{NF} * f_F$$

$$q_{a2} = 2.91 \frac{kg}{cm^2}$$

$$B_2 = 1.63 \text{ m}$$

$$|B_2 - B_1| = 10 \text{ cm}$$

$$q_{a3} = 0.06 * \frac{N^{1.4}}{B_2^{0.75}} * \frac{\delta_t}{1.6} * f_{NF} * f_F$$

$$q_{a3} = 3.04 \frac{kg}{cm^2}$$

$$B_3 = 1.59 m$$

$$|B_3 - B_2| = 4 cm < 5 cm$$

De esta forma, se obtiene el valor final del lado de la zapata redondeado a 5 cm,  $B=1.60$  m.

$$q_a = 3.08 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{ap} = 3.02 \frac{kg}{cm^2}$$

## 2. Verificación por corte.

A pesar del cumplimiento con el diseño por asentamiento se verificó que la dimensión hallada cumpla con el corte. Además, se consideró un peso específico del suelo de  $1.95 \text{ ton/m}^3$ .

$$q_d = \gamma * D_f * N_q * i_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * i_\gamma \quad \text{Ecuación 3-21}$$

$$FS = \frac{q_d}{q_{ap}} \quad \text{Ecuación 3-22}$$

Con el fin de hallar la capacidad de carga del suelo bajo Z2 se calcularon los parámetros necesarios; entre ellos, el ángulo de fricción interno fue determinado según la relación hallada por la Japan Road Association (1990).

$$\phi = \sqrt{15 * N} + 15 = \sqrt{15 * 30} + 15 = 36.2^\circ$$

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

$$N_q = 38.8$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) * tg(1.4 * \phi)$$

$$N_\gamma = 46.17$$

$$S_\gamma = 0.8$$

$$i_q = 1$$

$$i_\gamma = 1$$

$$q_d = (1.95 * 1.2 * 38.8 * 1 + 0.5 * 1.95 * 1.60 * 46.2 * 0.8 * 1) * 0.1 = 14.84 \frac{kg}{cm^2}$$

$$FS = \frac{14.84}{3.02}$$

$$FS = 4.91 > 3$$

Según la Norma E.050 el  $FS$  mínimo a obtener en caso estático es 3. El  $FS$  calculado cumple con la condición, por ello, cumple con la verificación por corte. Las zapatas restantes se diseñaron a partir de la presión admisible calculada para Z2,  $3.08 \text{ kg/cm}^2$ . Luego, se verificaron por corte cada una de ellas, obteniendo resultados satisfactorios.

Tabla 31

*Resultados del diseño de zapatas.*

Zapata	$Q(\text{ton})$	$B(\text{m})$	$q_{ap}(\frac{kg}{cm^2})$	$q_d(\frac{kg}{cm^2})$	$FS$
1	53.39	1.35	2.93	13.94	4.76
2	77.30	1.60	3.02	14.84	4.91
3	69.14	1.50	3.07	14.48	4.72
4	76.05	1.60	2.97	14.84	5.00
5	37.93	1.15	2.87	13.22	4.61

### 3.3.2 Obtención de curvas hiperbólicas.

Tal como se mencionó en el acápite 2.4.3, las curvas hiperbólicas que relacionan la presión media ejercida por una zapata en la superficie del suelo y el asentamiento generado, representan en forma más precisa el comportamiento compresible del suelo bajo una cimentación superficial. En otras palabras, la  $ISE$  se ve descrita de mejor forma mediante las relaciones hiperbólicas

definidas por las Ecuaciones 2-18, 2-20 y 2-21. Por ende, fue necesaria su determinación para llevar a cabo los posteriores procesos iterativos desarrollados por Picón & Ruiz (2019). Las ecuaciones hiperbólicas se ven definidas por las constantes  $a$  y  $b$  descritas mediante las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{1}{k_0} \quad \text{Ecuación 2-20}$$

$$b = \frac{1}{q_d} \quad \text{Ecuación 2-21}$$

Para ello, fue necesario el cálculo de la constante de rigidez inicial de la relación hiperbólica ( $k_0$ ) en el origen. Picón & Ruiz (2019) mencionan que  $k_0$ , también conocida como coeficiente de balasto, puede verse definida por la Ecuación 2-22, la cual ha sido aceptada por los resultados adecuados que genera, no obstante, también mencionan que una de las formas más comunes de cálculo del coeficiente es aplicar una relación derivada de la ecuación de Papadopoulos (1984) a partir de la teoría de asentamientos instantáneos.

$$s = \frac{q_0 * B * f}{E_s} \quad \text{Ecuación 3-23}$$

donde:

$s$ : Deformación vertical del suelo.

$q_0$ : Presión media aplicada al suelo.

$B$ : Lado de zapata cuadrada.

$f$ : Factor de corrección.

$E_s$ : Módulo de elasticidad del suelo.

Esta se encuentra en función del módulo de elasticidad del suelo, lo cual resulta conveniente en el análisis de esta tesis. Por otro lado, Picón & Ruiz (2019) llegaron a adaptar la Ecuación 3-23 para usos prácticos en la ciudad de Lima, por ende, se tomó en cuenta dicha consideración para efectuar el cálculo de la pendiente inicial de las curvas hiperbólicas.

$$k_0 = \frac{q_0}{s} = \frac{E_0}{B * 1.12 * (1 - \nu_s^2)}$$

donde:

$k_0$ : Coeficiente de balasto inicial del suelo.

$E_0$ : Módulo de elasticidad del suelo.

$B$ : Lado de zapata cuadrada.

$\nu_s$ : Coeficiente de Poisson del suelo.

$E_0$  fue calculado con la ecuación expuesta por Trofinenkov (1974) mostrada en la Tabla 9.

A continuación, se muestra el procedimiento de cálculo de la ecuación hiperbólica para el caso de la zapata Z2.

$$E_0 = 425 \log(N_{60})$$

$$E_0 = 6277.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$k_0 = \frac{E_0}{B * 1.12 * (1 - \nu_s^2)}$$

$$k_0 = 4392.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$a = \frac{1}{k_0} = \frac{1}{4392.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.000228 \frac{\text{m}}{\text{ton}}$$

$$b = \frac{1}{q_d} = \frac{1}{148.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 0.006739 \frac{\text{m}^2}{\text{ton}}$$

En suma, los coeficientes resultan en  $a=0.000228 \text{ m/ton/m}^2$  y  $b=0.006739 \text{ m}^2/\text{ton}$ . De esa manera se define la ecuación de la curva hiperbólica del suelo bajo la zapata Z2.

$$p = \frac{s}{a + bs}$$

$$p = \frac{s}{0.000228 + 0.006739 * s}$$

El mismo procedimiento fue realizado en cada zapata, dado que las capacidades de carga y dimensiones de la fundación son distintas en cada caso. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 32

*Ecuaciones hiperbólicas en cada zapata y parámetros intermedios de cálculo.*

Zapata	$k_0 \left( \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$	$q_d \left( \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$	$a \left( \frac{\text{m}}{\text{ton}} \right)$	$b \left( \frac{\text{m}^2}{\text{ton}} \right)$	Ecuación de Curva Hiperbólica
1	5206.22	139.4	0.000 192	0.007 174	$p = \frac{s}{0.000 192 + 0.007 174 * s}$
2	4392.75	148.4	0.000 228	0.006 739	$p = \frac{s}{0.000 228 + 0.006 739 * s}$
3	4685.60	144.8	0.000 213	0.006 906	$p = \frac{s}{0.000 213 + 0.006 906 * s}$
4	4392.75	148.4	0.000 228	0.006 739	$p = \frac{s}{0.000 228 + 0.006 739 * s}$
5	6111.65	132.2	0.000 164	0.007 564	$p = \frac{s}{0.000 164 + 0.007 564 * s}$

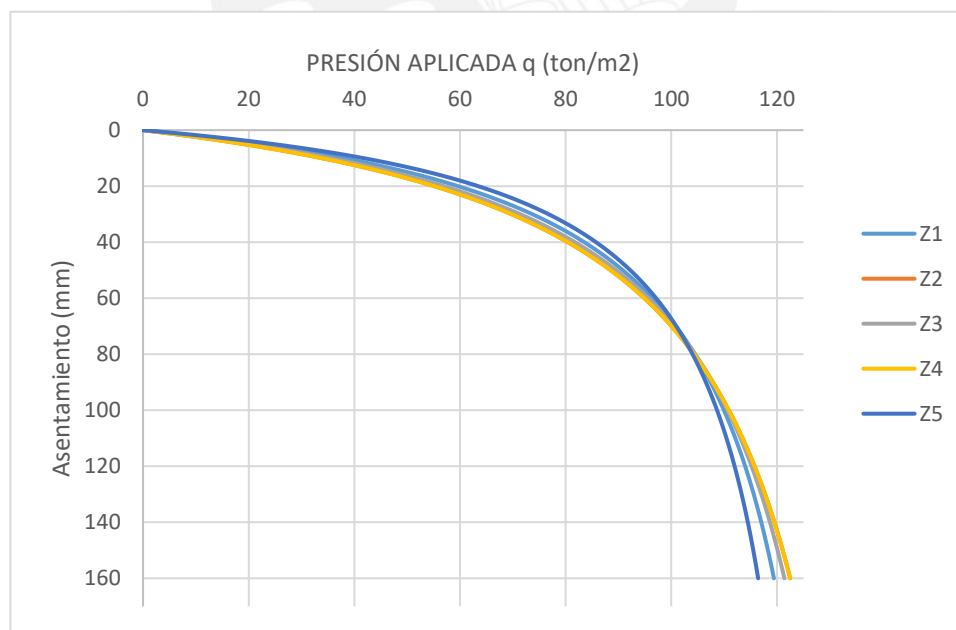


Figura 11 Curvas hiperbólicas.

Las ecuaciones determinadas fueron graficadas para una mejor interpretación.



### 3.3.3 Proceso iterativo.

El procedimiento realizado en este acápite fue inspirado en el proceso iterativo desarrollado por Picón & Ruiz (2019). Constituye una secuencia de pasos que introduce el efecto de la *ISE* en el modelo del pórtico. El objetivo de este método es calcular la rigidez del suelo bajo cada zapata, aplicando el concepto de ecuaciones hiperbólicas, mediante iteraciones. Para tal efecto, se realizaron las repeticiones necesarias hasta que la variación de las cargas verticales en la cimentación fuese menor a 1%, punto en el cual se evidencia la convergencia de las rigideces.

#### 1. Primera iteración.

Con el fin de hallar el coeficiente de rigidez del suelo bajo cada zapata, se calculó el asentamiento generado por el esfuerzo aplicado en cada caso, mediante las relaciones hiperbólicas. Para ello, la ecuación convencional de la curva fue expresada como se muestra:

$$p = \frac{s}{a + b * s}$$

$$p * a = s(1 - p * b)$$

$$s = \frac{p * a}{1 - p * b}$$

Se muestra el procedimiento para el caso de la zapata Z1, cuyos parámetros de interés fueron  $a=0.000\ 192\ \text{m/ton/m}^2$ ,  $b=0.007\ 174\ \text{m}^2/\text{ton}$ ,  $Q_v = 53.39\ \text{ton}$  y  $B=1.35\ \text{m}$ .

$$s = \frac{\frac{Q_v}{B^2} * a}{1 - \frac{Q_v}{B^2} * b}$$

$$s = 0.007\ 12\ \text{m}$$

Con ello, tras aplicar el concepto de coeficiente de rigidez se logró determinar dicho parámetro para el suelo bajo Z1.

$$k_1 = \frac{Q_v}{s} \quad k_1 = 7497.29 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Realizado el mismo proceso para cada zapata se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 33

*Coefficientes de rigidez para cada zapata.*

Zapata	$Q_v(\text{ton})$	$s(\text{m})$	$K(\text{ton/m})$
1	53.39	0.007 12	7497.29
2	77.30	0.008 64	8943.31
3	69.14	0.008 31	8321.69
4	76.05	0.008 47	8980.26
5	37.93	0.006 01	6314.62

Una vez calculados los  $K$  en esta primera iteración, se procedió al empleo del método de Winkler, el cual permite simular el comportamiento del suelo como un sistema equivalente de infinitos resortes elásticos. Para efectos de esta tesis, y según el procedimiento utilizado por Picón & Ruiz (2019), el suelo bajo cada zapata fue modelado como un resorte cuya rigidez fue determinada en los pasos anteriores. En tal sentido, se modificaron las condiciones de borde del modelo en el software, de empotramientos a resortes con las rigideces calculadas, y se realizó el análisis estructural para determinar las nuevas cargas resultantes en la base.



Figura 12 Suelo modelado con resortes en la fundación.

De esta forma, se obtuvieron las siguientes cargas:

Tabla 34

*Cargas en la base de la primera iteración.*

Reacciones Fz (ton)				
Z1	Z2	Z3	Z4	Z5
56.08	75.04	68.87	71.08	42.75

Posteriormente, se verificó el porcentaje de variación de las nuevas cargas respecto a las iniciales con nodos empotrados, resultando mayores a 1% en su mayoría. Por lo tanto, los coeficientes de rigidez aún no convergían a sus valores reales. En tal sentido, se procedió con más iteraciones.

Tabla 35

*Variación de las cargas en la primera iteración.*

Zapata	$Q_0(\text{ton})$	$Q_1(\text{ton})$	Variación
1	53.39	56.08	5.04%
2	77.30	75.04	-2.92%
3	69.14	68.87	-0.39%
4	76.05	71.08	-6.54%
5	37.93	42.75	12.71%

## 2. Segunda iteración.

Se realizó el mismo procedimiento, con la diferencia de que se usaron las nuevas cargas encontradas en la iteración anterior. A pesar del ello, algunas variaciones aún eran mayores a 1%.

Tabla 36

*Coficiente de rigidez para cada zapata.*

Zapata	$Q_v(\text{ton})$	$s(\text{m})$	$K(\text{ton/m})$
1	56.08	0.007 58	7396.78
2	75.04	0.008 33	9010.11
3	68.87	0.008 27	8330.44
4	71.08	0.007 79	9127.16
5	42.75	0.007 02	6092.31

Tabla 37

*Variación de las cargas en la segunda iteración.*

Zapata	$Q_1(\text{ton})$	$Q_2(\text{ton})$	Variación
1	56.08	55.79	-0.52%
2	75.04	75.28	0.32%
3	68.87	68.74	-0.19%
4	71.08	71.98	1.27%
5	42.75	42.03	-1.68%

### 3. Tercera iteración.

Tabla 38

*Coefficientes de rigidez para cada zapata.*

Zapata	$Q_v(\text{ton})$	$s(\text{m})$	$K(\text{ton/m})$
1	55.79	0.007 53	7407.62
2	75.28	0.008 36	9003.02
3	68.74	0.008 25	8334.66
4	71.98	0.007 91	9100.56
5	42.03	0.006 86	6125.52

Tabla 39

*Variación de cargas en la tercera iteración.*

Zapata	$Q_2(\text{ton})$	$Q_3(\text{ton})$	Variación
1	55.79	55.83	0.07%
2	75.28	75.25	-0.04%
3	68.74	68.78	0.06%
4	71.98	71.82	-0.22%
5	42.03	42.14	0.26%

Dada la convergencia lograda en esta última iteración, se consideraron los coeficientes de rigidez de la Tabla 38 como los finales, estos fueron la base de los posteriores procedimientos.

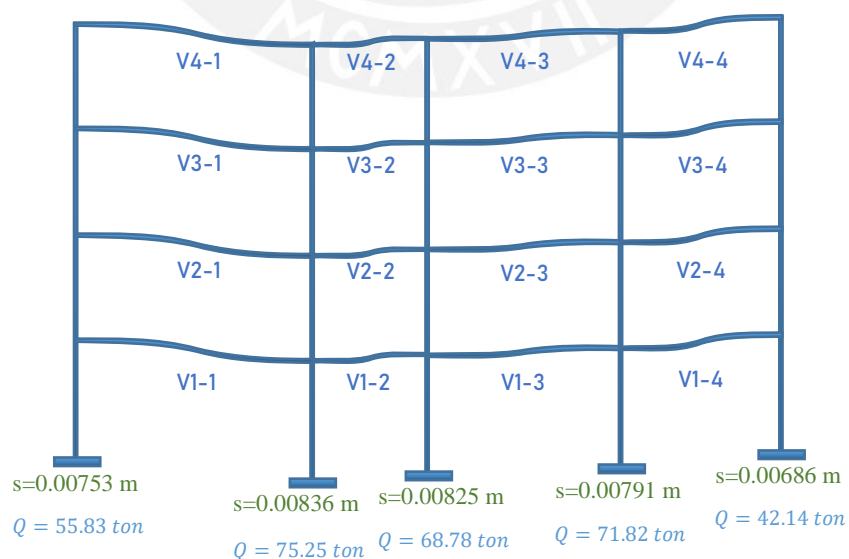


Figura 13 Asentamientos y cargas finales en el pórtico.

### 3.3.4 Determinación de nuevos parámetros $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ asociados a los elementos estructurales.

El efecto de la *ISE* ha sido ya incluido en el pórtico gracias al proceso sistematizado del acápite anterior. Ello permitió evaluar los momentos y fuerzas de servicio ante las cargas de gravedad inicialmente trabajadas y, de esa forma, calcular los nuevos parámetros  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  de los elementos estructurales.

#### 1. $R_M$ en vigas.

Tabla 40

*Momentos últimos en las vigas con el efecto de la ISE.*

Vigas	$M^-_{u \text{ izq.}}$ (ton – m)	$M^+_{u \text{ cent.}}$ (ton – m)	$M^-_{u \text{ der.}}$ (ton – m)
V1-1	13.80	11.07	10.00
V1-2	4.58	0.33	3.66
V1-3	7.72	7.27	7.91
V1-4	2.20	4.63	7.08
V2-1	15.38	10.65	9.44
V2-2	3.91	0.81	3.29
V2-3	8.34	7.10	7.67
V2-4	1.06	4.72	8.39
V3-1	15.73	10.62	9.20
V3-2	3.74	0.84	3.36
V3-3	8.51	7.13	7.48
V3-4	0.69	4.76	8.81
V4-1	10.08	9.52	6.97
V4-2	3.87	-0.30	3.56
V4-3	6.30	6.21	5.10
V4-4	1.24	4.03	5.31

Una vez obtenidos los momentos últimos en las secciones de interés, se procedió a la aplicación de la Ecuación 3-14 para el cálculo de los  $R_M$  en cada sección en el estado final con *ISE*.

Tabla 41

$R_M$  en secciones críticas de cada viga con el efecto de la ISE.

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	123	99	67
V1-2	41	3	33
V1-3	69	65	70
V1-4	20	41	63
V2-1	102	95	63
V2-2	35	7	29
V2-3	74	63	68
V2-4	9	42	75
V3-1	105	95	61
V3-2	33	7	30
V3-3	76	63	67
V3-4	6	42	78
V4-1	90	85	62
V4-2	34	3	32
V4-3	56	55	45
V4-4	11	36	47

## 2. $R_V$ en vigas.

Del mismo modo, se recopilaron las cortantes últimas afectadas por el impacto de la ISE y luego, se aplicó la Ecuación 3-15 para obtener los nuevos  $R_V$  en vigas que incluyen la interacción.

Tabla 42

Cortantes últimas máximas en las vigas con el efecto de la ISE.

Vigas	$V_u$ izq. (ton)	$V_u$ der. (ton)	Vigas	$V_u$ izq. (ton)	$V_u$ der. (ton)
V1-1	17.73	16.32	V3-1	18.23	15.81
V1-2	7.95	7.18	V3-2	7.72	7.41
V1-3	13.83	13.91	V3-3	14.10	13.63
V1-4	9.28	12.15	V3-4	8.33	13.10
V2-1	18.12	15.92	V4-1	13.95	12.80
V2-2	7.82	7.31	V4-2	6.07	5.82
V2-3	14.02	13.72	V4-3	11.17	10.62
V2-4	8.56	12.87	V4-4	7.22	9.61

Tabla 43

$R_V$  en secciones críticas de cada viga con el efecto de la ISE.

Vigas	Sección izq.	Sección der.	Vigas	Sección izq.	Sección der.
	$R_{V2}\%$	$R_{V2}\%$		$R_{V2}\%$	$R_{V2}\%$
V1-1	44.78	41.22	V3-1	46.05	39.93
V1-2	20.08	18.14	V3-2	19.50	18.72
V1-3	34.93	35.14	V3-3	35.62	34.43
V1-4	23.44	30.69	V3-4	21.04	33.09
V2-1	45.77	40.21	V4-1	35.24	32.33
V2-2	19.75	18.46	V4-2	15.33	14.70
V2-3	35.41	34.66	V4-3	28.21	26.82
V2-4	21.62	32.51	V4-4	18.24	24.27

### 3. $R_M$ en columnas.

En este caso, el cálculo de los  $R_M$  en las columnas hizo necesario determinar los  $M_u$  y  $P_u$  afectados por la ISE. Tras ello, debido a que los momentos y cargas axiales cambiaron de magnitud, los  $\phi M_n$  correspondientes también lo hicieron, por ende, dichos valores también fueron determinados. Por último, tras aplicar la Ecuación 3-14 se obtuvieron los nuevos  $R_M$ .

Tabla 44

$M_u$  y  $P_u$  en las columnas del pórtico con el efecto de la ISE.

Columnas	$M_{u\ inf}$ (ton – m)	$M_{u\ sup}$ (ton – m)	$P_u$ (ton)	Columnas	$M_{u\ inf}$ (ton – m)	$M_{u\ sup}$ (ton – m)	$P_u$ (ton)		
C1	C1-1	4.02	7.14	82.44	C4	C4-1	1.15	2.94	106.14
	C1-2	12.06	10.30	60.44		C4-2	4.00	3.97	76.95
	C1-3	10.26	10.00	38.80		C4-3	4.00	4.08	49.45
	C1-4	10.93	9.34	17.05		C4-4	4.09	3.06	22.26
C2	C2-1	1.00	2.95	111.26	C5	C5-1	1.92	4.43	62.16
	C2-2	4.90	4.40	81.00		C5-2	6.30	6.07	45.73
	C2-3	3.36	3.31	52.04		C5-3	6.12	6.14	29.34
	C2-4	4.40	3.21	23.28		C5-4	6.53	5.38	12.72
C3	C3-1	1.31	1.91	101.68					
	C3-2	4.00	3.46	74.68					
	C3-3	3.42	3.32	48.13					
	C3-4	3.66	2.73	21.39					

Tabla 45

$\emptyset M_n$  de las columnas con el efecto de la ISE.

Columnas	$\emptyset M_n$ (ton – m)	Columnas	$\emptyset M_n$ (ton – m)	Columnas	$\emptyset M_n$ (ton – m)
C1-1	37.10	C3-1	39.80	C5-1	33.00
C1-2	32.60	C3-2	35.40	C5-2	29.20
C1-3	27.20	C3-3	29.70	C5-3	25.40
C1-4	22.70	C3-4	24.10	C5-4	22.00
C2-1	38.10	C4-1	39.90		
C2-2	37.10	C4-2	35.70		
C2-3	31.20	C4-3	30.00		
C2-4	24.60	C4-4	24.10		

Tabla 46

$R_M$  en secciones críticas de cada columna con el efecto de la ISE.

Col.	Sección inf. $R_{M2}\%$	Sección sup. $R_{M2}\%$	Col.	Sección inf. $R_{M2}\%$	Sección sup. $R_{M2}\%$	Col.	Sección inf. $R_{M2}\%$	Sección sup. $R_{M2}\%$
C1-1	11	19	C3-1	3	5	C5-1	6	13
C1-2	37	32	C3-2	11	10	C5-2	22	21
C1-3	38	37	C3-3	12	11	C5-3	24	24
C1-4	48	41	C3-4	15	11	C5-4	30	24
C2-1	3	8	C4-1	3	7			
C2-2	13	12	C4-2	11	11			
C2-3	11	11	C4-3	13	14			
C2-4	18	13	C4-4	17	13			

#### 4. $R_V$ en columnas.

Se determinaron los  $V_u$  afectados por la ISE y se aplicó la Ecuación 3-15 para calcular los nuevos parámetros  $R_V$  en los elementos.



Tabla 47

*Cortantes últimas máximas en columnas con el efecto de la ISE.*

Columnas	$V_u(\text{ton})$	Columnas	$V_u(\text{ton})$	Columnas	$V_u(\text{ton})$
C1-1	2.67	C3-1	0.77	C5-1	1.52
C1-2	7.58	C3-2	2.56	C5-2	4.25
C1-3	6.95	C3-3	2.31	C5-3	4.21
C1-4	8.53	C3-4	2.69	C5-4	5.01
C2-1	0.94	C4-1	0.97		
C2-2	3.15	C4-2	2.73		
C2-3	2.29	C4-3	2.77		
C2-4	3.20	C4-4	3.01		

Tabla 48

*$R_V$  en cada columna con el efecto de la ISE.*

Columnas	$R_{V2}\%$	Columnas	$R_{V2}\%$	Columnas	$R_{V2}\%$
C1-1	6.15	C3-1	1.77	C5-1	3.50
C1-2	17.46	C3-2	5.90	C5-2	9.79
C1-3	16.01	C3-3	5.32	C5-3	9.70
C1-4	19.65	C3-4	6.20	C5-4	11.54
C2-1	2.17	C4-1	2.23		
C2-2	7.26	C4-2	6.29		
C2-3	5.28	C4-3	6.38		
C2-4	7.37	C4-4	6.93		

### 5. $R_P$ en columnas.

Los  $P_u$  usados fueron los presentados en la Tabla 44, además, se calcularon nuevos  $\emptyset P_n$  en función a los nuevos  $P_u$  y  $M_u$ , no obstante, las resistencias nominales no variaron respecto al inicio.

Tabla 49

*$\emptyset P_n$  de las columnas con el efecto de la ISE.*

Columnas	$\emptyset P_n(\text{ton})$	Columnas	$\emptyset P_n(\text{ton})$	Columnas	$\emptyset P_n(\text{ton})$
C1-1	263.41	C3-1	263.41	C5-1	263.41
C1-2	263.41	C3-2	263.41	C5-2	263.41
C1-3	263.41	C3-3	263.41	C5-3	263.41
C1-4	263.41	C3-4	263.41	C5-4	263.41
C2-1	263.41	C4-1	263.41		
C2-2	263.41	C4-2	263.41		
C2-3	263.41	C4-3	263.41		
C2-4	263.41	C4-4	263.41		

Luego, se aplicó la Ecuación 3-16 para calcular los  $R_P$  buscados.

Tabla 50

$R_P$  en cada columna con el efecto de la ISE.

Columnas	$R_{P2}\%$	Columnas	$R_{P2}\%$	Columnas	$R_{P2}\%$
C1-1	31	C3-1	39	C5-1	24
C1-2	23	C3-2	28	C5-2	17
C1-3	15	C3-3	18	C5-3	11
C1-4	6	C3-4	8	C5-4	5
C2-1	42	C4-1	40		
C2-2	31	C4-2	29		
C2-3	20	C4-3	19		
C2-4	9	C4-4	8		

### 3.4 Progresión creciente de distorsiones angulares aplicadas sobre la zapata más cargada

Este acápite pretende evaluar la incidencia de las distorsiones angulares en la seguridad del pórtico diseñado. El modelo y el proceso tratan de demostrar cómo varía la seguridad estructural en una edificación típica peruana frente al caso crítico en el que su zapata más cargada, Z2, se ve afectada por asentamientos progresivos. Además, el procedimiento permite determinar desde qué punto del proceso la seguridad se ve comprometida. Esto se logró tras aplicar sobre la zapata Z2 una serie de 6 asentamientos diferenciales, equivalentes a las distorsiones angulares  $\alpha=1/20\ 000$ ,  $1/10\ 000$ ,  $1/5000$ ,  $1/2000$ ,  $1/1000$  y  $1/500$  respecto a la zapata adyacente a su derecha, a 3 metros de distancia. Asimismo, se realizó un análisis estructural luego de aplicar cada asentamiento diferencial para determinar valores de momento en cada estado. Finalmente, se calcularon los valores del parámetro de seguridad  $R_M$  en los conjuntos de secciones de vigas con el mayor efecto de la interacción. En este segundo proceso de inserción de la ISE se analizó solo la seguridad a flexión en vigas, pues dicho efecto es más crítico que el cortante. Por último, en vista a lo obtenido en el proceso sistematizado del apartado 3.3 se analizaron solo vigas dado que la ISE no es sumamente incidente en las columnas.

### 3.4.1 Esquema del pórtico y secciones críticas desarrolladas.

Fueron 5 conjuntos de secciones verticales de vigas los que experimentaron un mayor efecto de la *ISE* durante la progresión; por tal motivo, se analizaron solo las secciones mencionadas. El esquema del pórtico y los conjuntos de secciones críticas se muestran en la Figura 14. No obstante, los efectos de las solicitaciones en las secciones no críticas se muestran en el capítulo de Anexos, sección Anexo B.

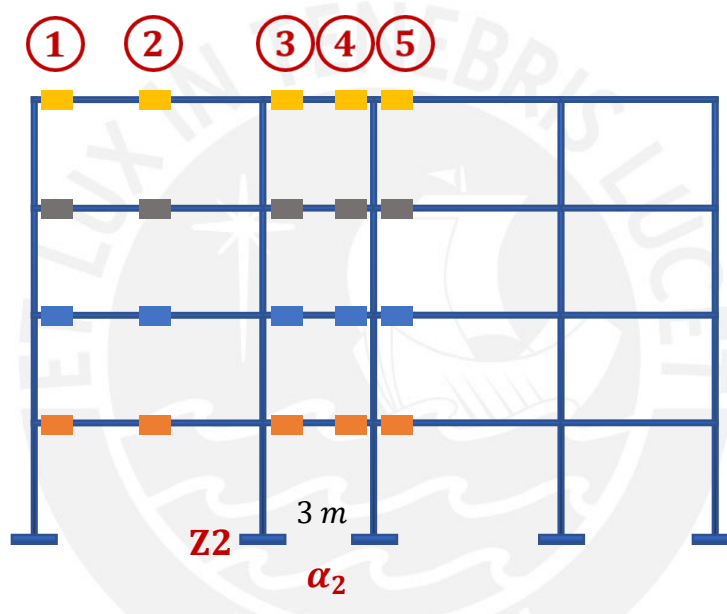


Figura 14 Secciones críticas desarrolladas en el pórtico durante la progresión de distorsiones angulares.

### 3.4.2 Aplicación de la progresión de distorsiones angulares y análisis estructural.

Tras establecer los conjuntos de secciones a desarrollar se aplicaron asentamientos en la zapata Z2 equivalentes a las distorsiones angulares  $\alpha=1/20\ 000$ ,  $1/10\ 000$ ,  $1/5000$ ,  $1/2000$ ,  $1/1000$  y  $1/500$  respecto a Z3. Además, fue necesario determinar los momentos flectores obtenidos luego de cada asentamiento.

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name		Asentamiento
<b>Displacements</b>		
Translation X	0	m
Translation Y	0	m
Translation Z	-0.00015	m
Rotation about XX	0	rad
Rotation about YY	0	rad
Rotation about ZZ	0	rad
<b>Options</b>		
<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK Close Apply		

(a)

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name		Asentamiento
<b>Displacements</b>		
Translation X	0	m
Translation Y	0	m
Translation Z	-0.0003	m
Rotation about XX	0	rad
Rotation about YY	0	rad
Rotation about ZZ	0	rad
<b>Options</b>		
<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK Close Apply		

(b)

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name		Asentamiento
<b>Displacements</b>		
Translation X	0	m
Translation Y	0	m
Translation Z	-0.0006	m
Rotation about XX	0	rad
Rotation about YY	0	rad
Rotation about ZZ	0	rad
<b>Options</b>		
<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK Close Apply		

(c)

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name		Asentamiento
<b>Displacements</b>		
Translation X	0	m
Translation Y	0	m
Translation Z	-0.0015	m
Rotation about XX	0	rad
Rotation about YY	0	rad
Rotation about ZZ	0	rad
<b>Options</b>		
<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK Close Apply		

(d)

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name		Asentamiento
<b>Displacements</b>		
Translation X	0	m
Translation Y	0	m
Translation Z	-0.003	m
Rotation about XX	0	rad
Rotation about YY	0	rad
Rotation about ZZ	0	rad
<b>Options</b>		
<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK Close Apply		

(e)

Joint Load Assignment - Ground Displacement

Load Pattern Name		Asentamiento
<b>Displacements</b>		
Translation X	0	m
Translation Y	0	m
Translation Z	-0.006	m
Rotation about XX	0	rad
Rotation about YY	0	rad
Rotation about ZZ	0	rad
<b>Options</b>		
<input type="radio"/> Add to Existing Loads		
<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads		
<input type="radio"/> Delete Existing Loads		
OK Close Apply		

(f)

Figura 15 Aplicación del asentamiento en Z2 cuando (a)  $\alpha_2=1/20\ 000$ , (b)  $\alpha_2=1/10\ 000$ , (c)  $\alpha_2=1/5000$ , (d)  $\alpha_2=1/2000$ , (e)  $\alpha_2=1/1000$  y (f)  $\alpha_2=1/500$ .

1.  $\alpha_2=1/20\ 000$ .

$$\alpha_2 = \frac{1}{20\ 000} \rightarrow \delta_{dif} = 1.5 * 10^{-4} \text{ m}$$

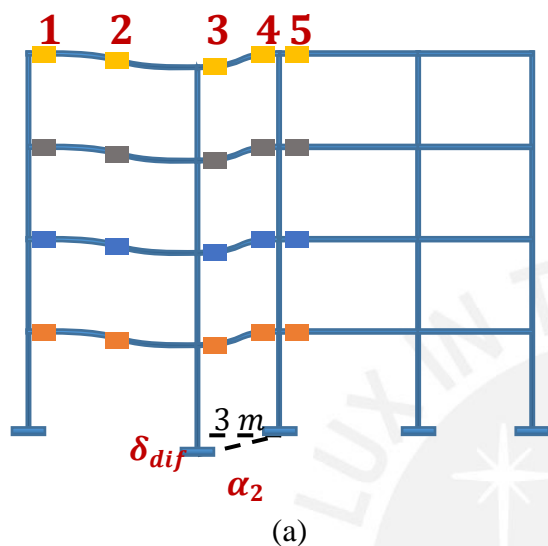


Tabla 51

Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/20\ 000$ .

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton - m)
V1-1	-11.67	+10.93	-
V1-2	-4.38	-	-4.42
V1-3	-8.04	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	-12.98	+10.46	-
V2-2	-3.39	-	-4.29
V2-3	-8.68	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	-13.32	+10.44	-
V3-2	-3.20	-	-4.36
V3-3	-8.89	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	-8.34	+9.37	-
V4-2	-3.91	-	-4.24
V4-3	-6.61	-	-
V4-4	-	-	-

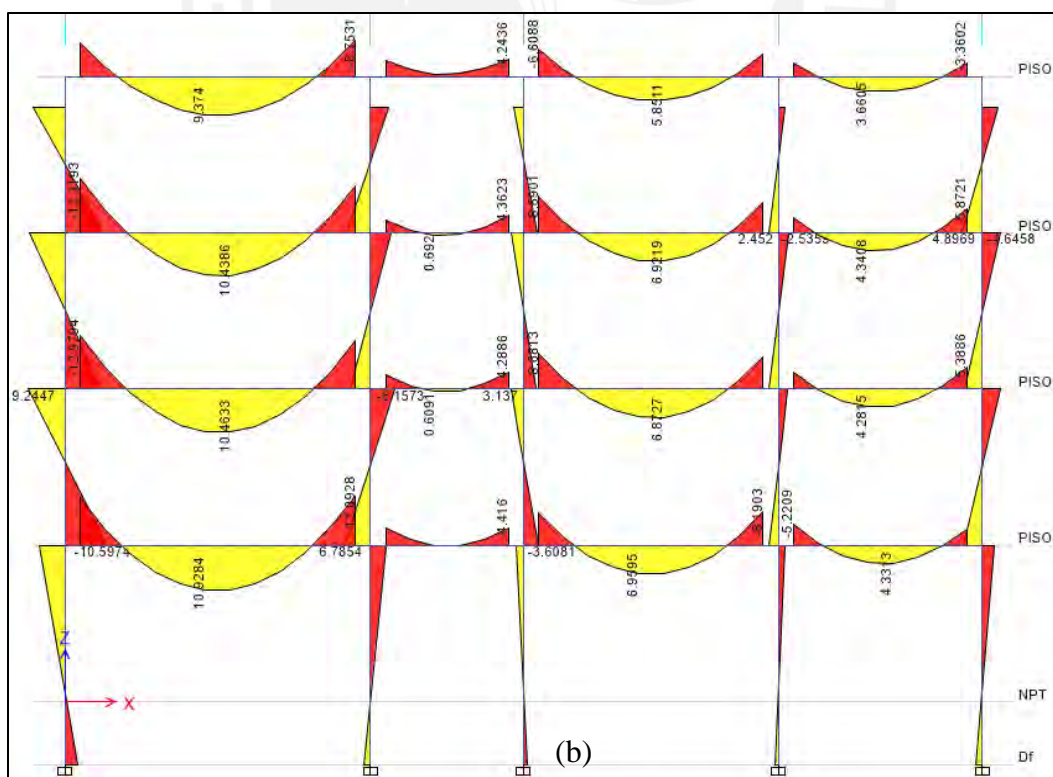


Figura 16 (a) Pórtico afectado por  $\alpha_2=1/20\ 000$  y (b) Diagrama de Mu.

2.  $\alpha_2=1/10\ 000$ .

$$\alpha_2 = \frac{1}{10\ 000} \rightarrow \delta_{dif} = 3 * 10^{-4} m$$

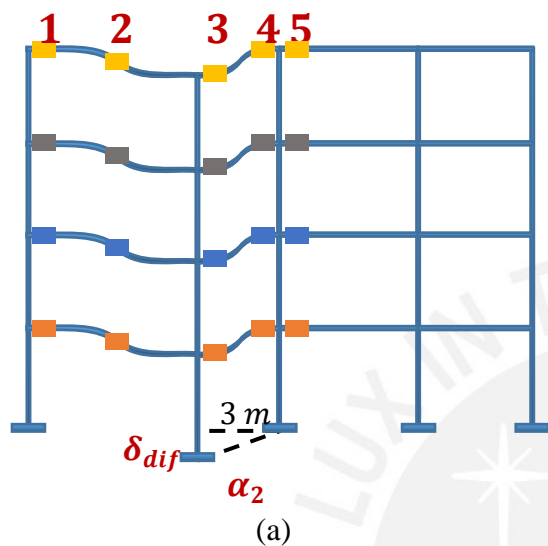


Tabla 52

Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/10\ 000$ .

Vigas	$M_{u\ izq.}$ (ton - m)	$M_{u\ cent.}$ (ton - m)	$M_{u\ der.}$ (ton - m)
V1-1	-11.96	+10.96	-
V1-2	-3.87	-	-4.88
V1-3	-8.20	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	-13.27	+10.52	-
V2-2	-2.93	-	-4.71
V2-3	-8.79	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	-13.60	+10.48	-
V3-2	-2.78	-	-4.74
V3-3	-8.98	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	-8.55	+9.40	-
V4-2	-3.57	-	-4.53
V4-3	-6.72	-	-
V4-4	-	-	-

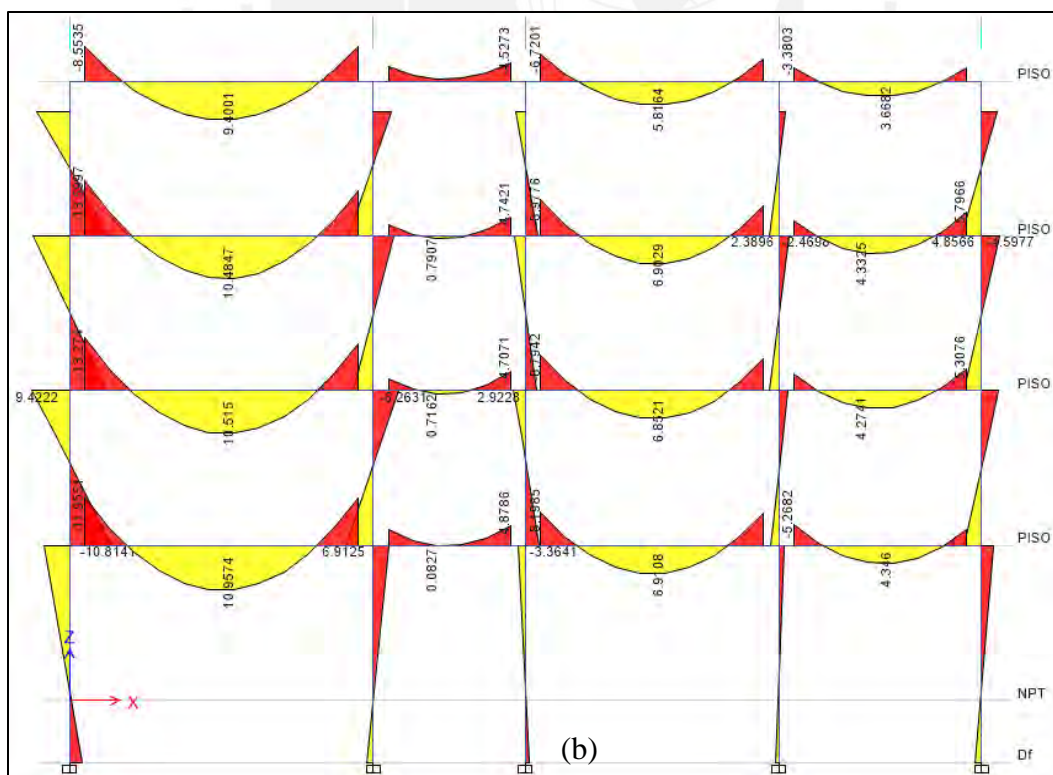


Figura 17 (a) Pórtico afectado por  $\alpha_2=1/10\ 000$  y (b) Diagrama de Mu.

3.  $\alpha_2=1/5000$ .

$$\alpha_2 = \frac{1}{5000} \rightarrow \delta_{dif} = 6 * 10^{-4} m$$

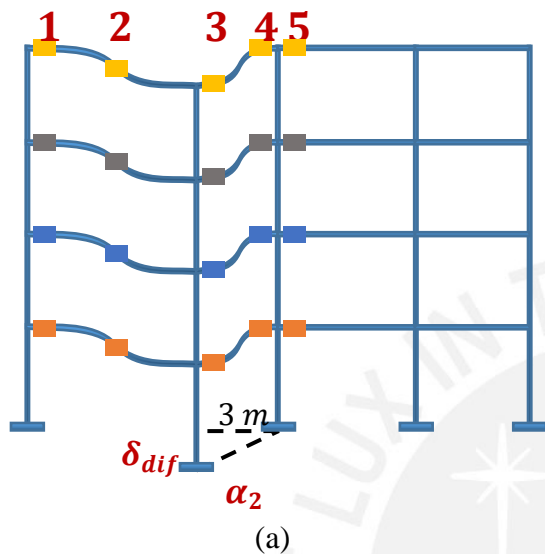


Tabla 53

Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/5000$ .

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton - m)
V1-1	-12.53	+11.09	-
V1-2	-2.85	-	-5.80
V1-3	-8.51	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	-13.86	+10.62	-
V2-2	-2.02	-	-5.54
V2-3	-9.02	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	-14.16	+10.58	-
V3-2	-1.95	-	-5.50
V3-3	-9.15	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	-8.98	+9.53	-
V4-2	-2.87	-	-5.09
V4-3	-6.94	-	-
V4-4	-	-	-

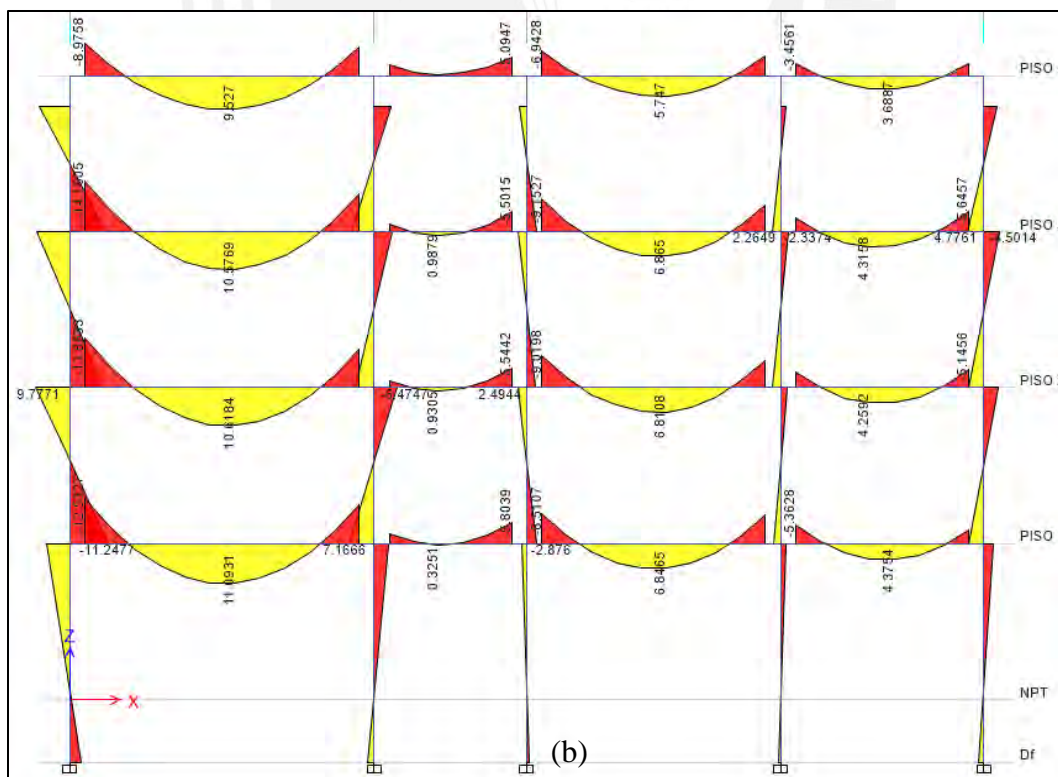


Figura 18 (a) Pórtico afectado por  $\alpha_2=1/5000$  y (b) Diagrama de Mu.



4.  $\alpha_2=1/2000$ .

$$\alpha_2 = \frac{1}{2000} \rightarrow \delta_{dif} = 1.5 * 10^{-3} m$$

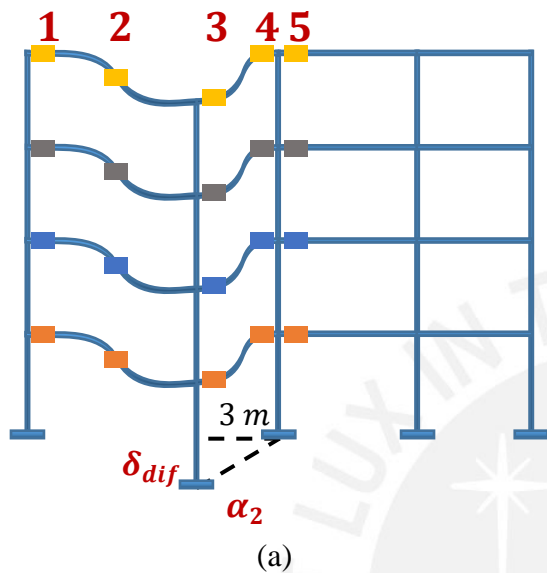
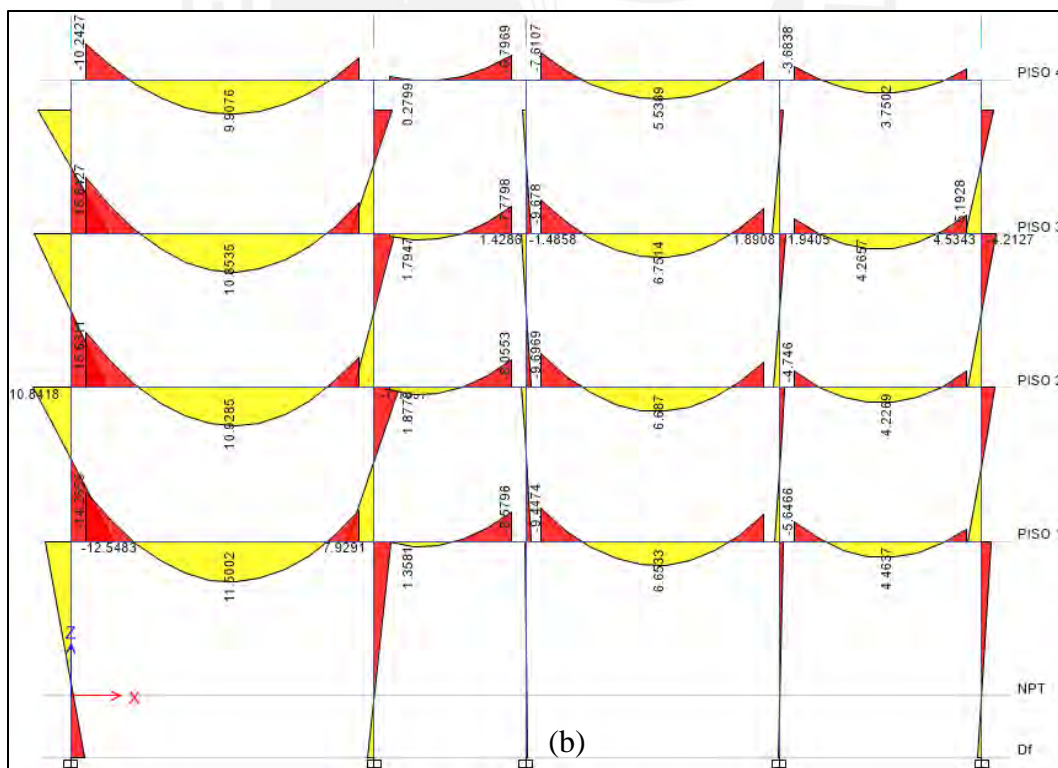


Tabla 54

Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/2000$ .

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton - m)
V1-1	-14.27	+11.50	-
V1-2	+0.21	-	-8.58
V1-3	-9.45	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	-15.63	+10.93	-
V2-2	+0.73	-	-8.06
V2-3	-9.70	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	-15.84	+10.85	-
V3-2	+0.56	-	-7.78
V3-3	-9.68	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	-10.24	+9.91	-
V4-2	-0.80	-	-6.80
V4-3	-7.61	-	-
V4-4	-	-	-

Figura 19 (a) Pórtico afectado por  $\alpha_2=1/2000$  y (b) Diagrama de  $M_u$ .



5.  $\alpha_2=1/1000$ .

$$\alpha_2 = \frac{1}{1000} \rightarrow \delta_{dif} = 3 * 10^{-3} m$$

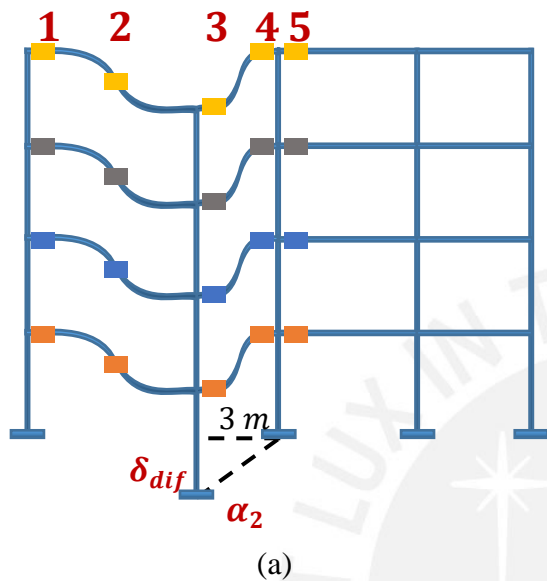


Tabla 55

Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/1000$ .

Vigas	$M_{u\ izq.}$ (ton - m)	$M_{u\ cent.}$ (ton - m)	$M_{u\ der.}$ (ton - m)
V1-1	-17.15	+12.18	-
V1-2	+5.32	-	-13.21
V1-3	-11.01	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	-18.58	+11.45	-
V2-2	+5.31	-	-12.24
V2-3	-10.83	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	-18.65	+11.31	-
V3-2	+4.73	-	-11.58
V3-3	-10.55	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	-12.35	+10.54	-
V4-2	+2.65	-	-9.63
V4-3	-8.72	-	-
V4-4	-	-	-

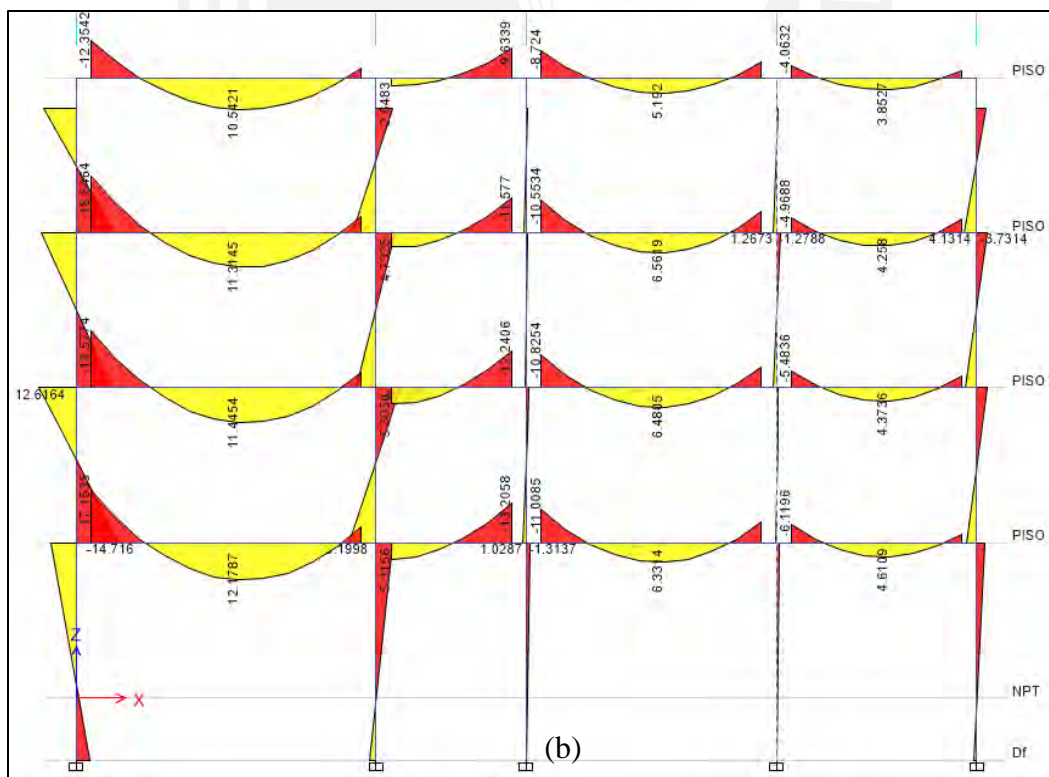


Figura 20 (a) Pórtico afectado por  $\alpha_2=1/1000$  y (b) Diagrama de Mu.

6.  $\alpha_2=1/500$ .

$$\alpha_2 = \frac{1}{500} \rightarrow \delta_{dif} = 6 * 10^{-3} m$$

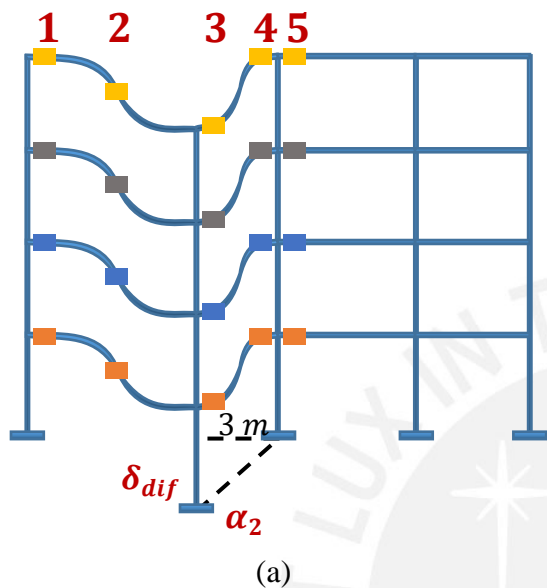


Tabla 56

Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/500$ .

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton - m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton - m)
V1-1	-22.93	+14.27	-
V1-2	+15.52	-	-22.46
V1-3	-14.13	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	-24.47	+13.32	-
V2-2	+14.46	-	-20.61
V2-3	-13.08	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	-24.25	+13.00	-
V3-2	+13.08	-	-19.17
V3-3	-12.30	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	-16.58	+12.35	-
V4-2	+9.55	-	-15.31
V4-3	-10.95	-	-
V4-4	-	-	-

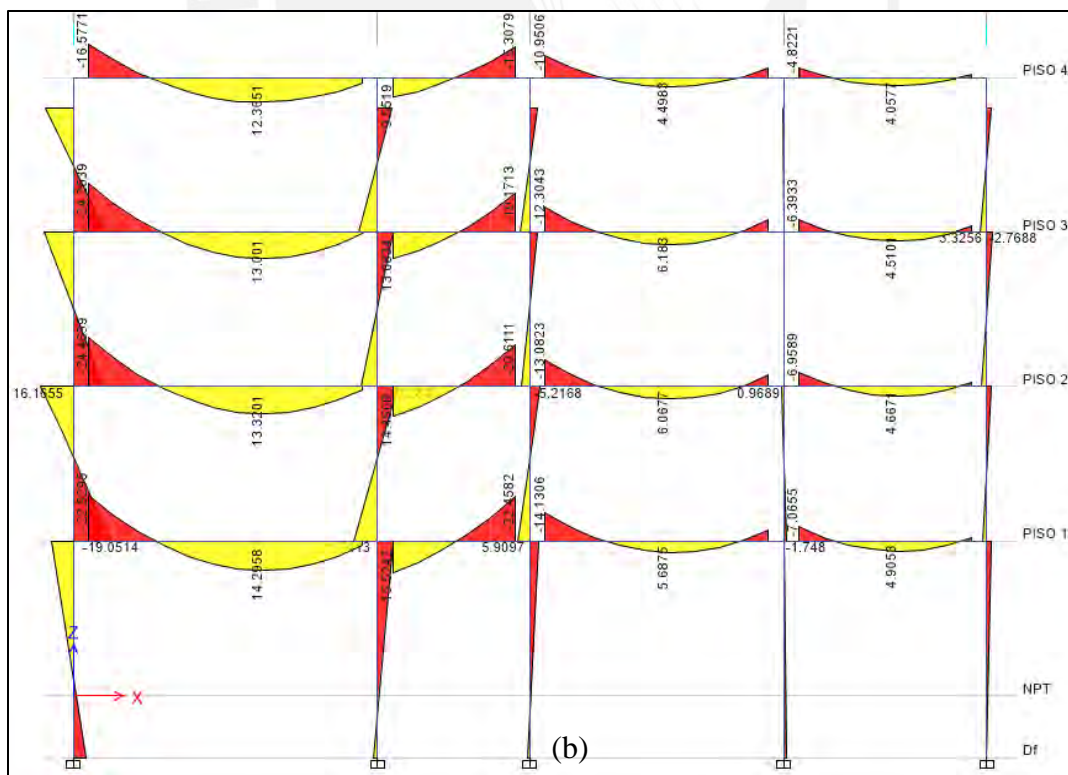


Figura 21 (a) Pórtico afectado por  $\alpha_2=1/500$  y (b) Diagrama de Mu.

### 3.4.3 Determinación de nuevos parámetros $R_M$ asociados a las vigas a lo largo de la progresión.

Tabla 51

$R_M$  en secciones críticas desarrolladas con  $\alpha_2=1/20\ 000$ .

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	104	97	-
V1-2	39	-	39
V1-3	72	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	86	93	-
V2-2	30	-	38
V2-3	77	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	89	93	-
V3-2	28	-	39
V3-3	79	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	74	83	-
V4-2	35	-	38
V4-3	59	-	-
V4-4	-	-	-

Tabla 52

$R_M$  en secciones críticas desarrolladas con  $\alpha_2=1/10\ 000$ .

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	106	98	-
V1-2	34	-	43
V1-3	73	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	88	94	-
V2-2	26	-	42
V2-3	78	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	91	93	-
V3-2	25	-	42
V3-3	80	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	76	84	-
V4-2	32	-	40
V4-3	60	-	-
V4-4	-	-	-

Tabla 53

$R_M$  en secciones críticas desarrolladas con  $\alpha_2=1/5000$ .

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	112	99	-
V1-2	25	-	52
V1-3	76	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	92	95	-
V2-2	18	-	49
V2-3	80	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	94	94	-
V3-2	17	-	49
V3-3	81	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	80	85	-
V4-2	26	-	45
V4-3	62	-	-
V4-4	-	-	-

Tabla 54

$R_M$  en secciones críticas desarrolladas con  $\alpha_2=1/2000$ .

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	127	102	-
V1-2	2	-	76
V1-3	84	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	104	97	-
V2-2	6	-	72
V2-3	86	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	105	97	-
V3-2	5	-	69
V3-3	86	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	91	88	-
V4-2	7	-	61
V4-3	68	-	-
V4-4	-	-	-

Tabla 55

$R_M$  en secciones críticas desarrolladas con  $\alpha_2=1/1000$ .

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	153	108	-
V1-2	47	-	118
V1-3	98	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	124	102	-
V2-2	47	-	109
V2-3	96	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	124	101	-
V3-2	42	-	103
V3-3	94	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	110	94	-
V4-2	24	-	86
V4-3	78	-	-
V4-4	-	-	-

Tabla 56

$R_M$  en secciones críticas desarrolladas con  $\alpha_2=1/500$ .

Vigas	Sección izq.	Sección cent.	Sección der.
	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$	$R_{M2}\%$
V1-1	204	127	-
V1-2	138	-	200
V1-3	126	-	-
V1-4	-	-	-
V2-1	163	119	-
V2-2	129	-	183
V2-3	116	-	-
V2-4	-	-	-
V3-1	161	116	-
V3-2	116	-	171
V3-3	110	-	-
V3-4	-	-	-
V4-1	148	110	-
V4-2	85	-	136
V4-3	97	-	-
V4-4	-	-	-

## 4. Resultados

En el presente capítulo se muestran y discuten los resultados de ambos procesos que insertaron la *ISE* en el pórtico, el proceso sistematizado y la progresión de distorsiones angulares. Concretamente, se discutió la variación de los parámetros de seguridad  $R_M$ ,  $R_V$  y  $R_P$  en los elementos al considerar el efecto de la *ISE*. Asimismo, el objetivo es determinar la incidencia del fenómeno en la seguridad del pórtico al evaluar la magnitud del cambio del margen de seguridad.

### 4.1 Resultados de variación de $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ del proceso sistematizado de *ISE*

Los parámetros obtenidos en el estado inicial, sin considerar la *ISE*, y final, luego de haberla incluido, fueron ordenados en el esquema del pórtico con el fin de facilitar su interpretación.

#### 4.1.1 Resultados de variación de $R_M$ y $R_V$ en vigas.

##### 1. $R_M$ en vigas.

##### a. Estado inicial ( $R_{M1}$ ).

	V4-1	V4-2	V4-3	V4-4	
	72%	81% 6%	38% 35% 58%	49% 29%	30%
	83%		52%	33%	
	V3-1	V3-2	V3-3	V3-4	
	87%	79% 32% 35%	78% 68%	32% 53%	
	93%	5%	62%	39%	
	V2-1	V2-2	V2-3	V2-4	
	84%	81% 34% 34%	76% 70%	36% 49%	
	93%	4%	61%	38%	
	V1-1	V1-2	V1-3	V1-4	
	101%	83% 44% 35%	70% 74%	46% 37%	
	97%	0.09%	62%	38%	

$$R_{M1} = \frac{M_{u1}}{\phi M_n}$$

Figura 22  $R_M$  en vigas en el estado inicial, sin *ISE*.

b. Estado final ( $R_{M2}$ ).

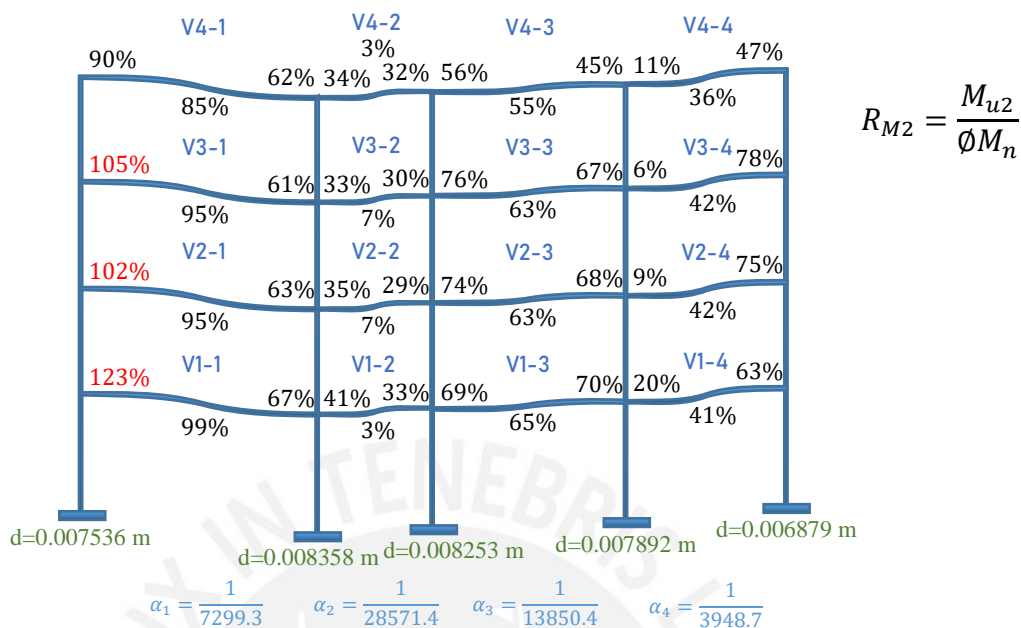


Figura 23  $R_M$  en vigas en el estado final, con ISE.

donde:

$d$ : Asentamiento total.

$\alpha_i$ : Distorsión angular.

c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_M$ ).

$$\Delta R_M = \frac{M_{u2}}{\phi M_n} - \frac{M_{u1}}{\phi M_n}$$

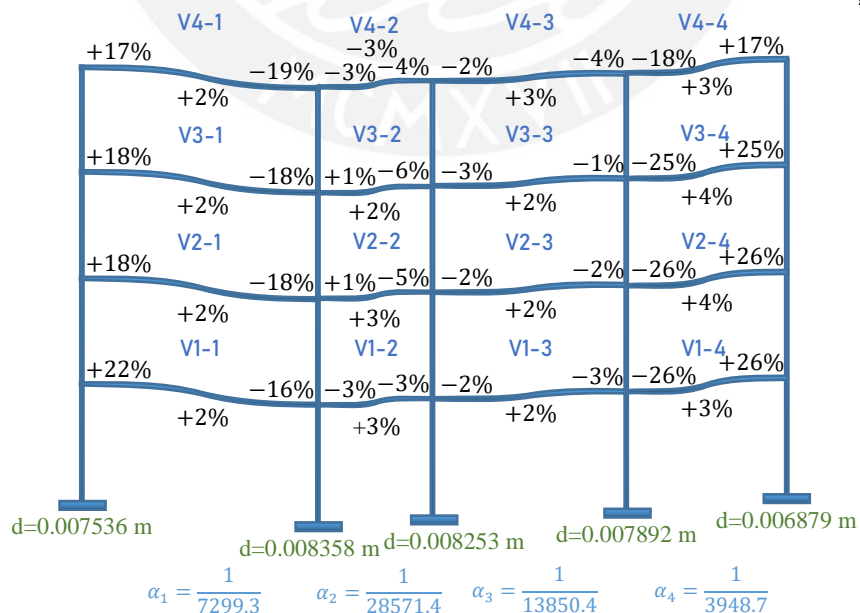
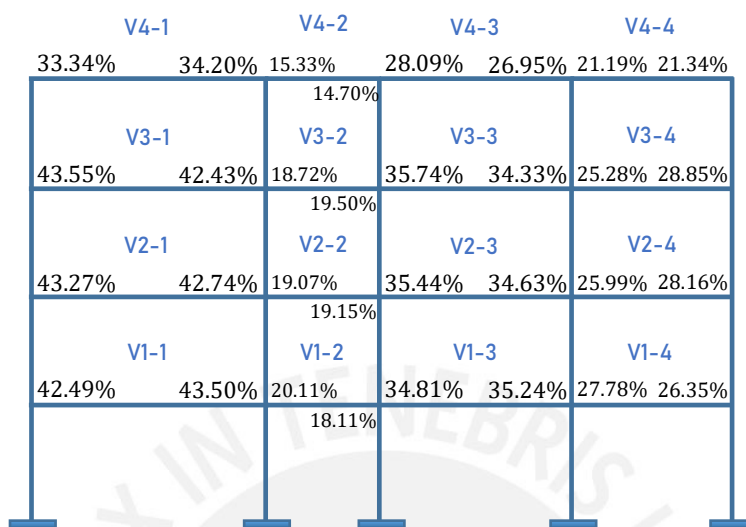


Figura 24 Cambio de  $R_M$  en vigas.

## 2. $R_V$ en vigas.

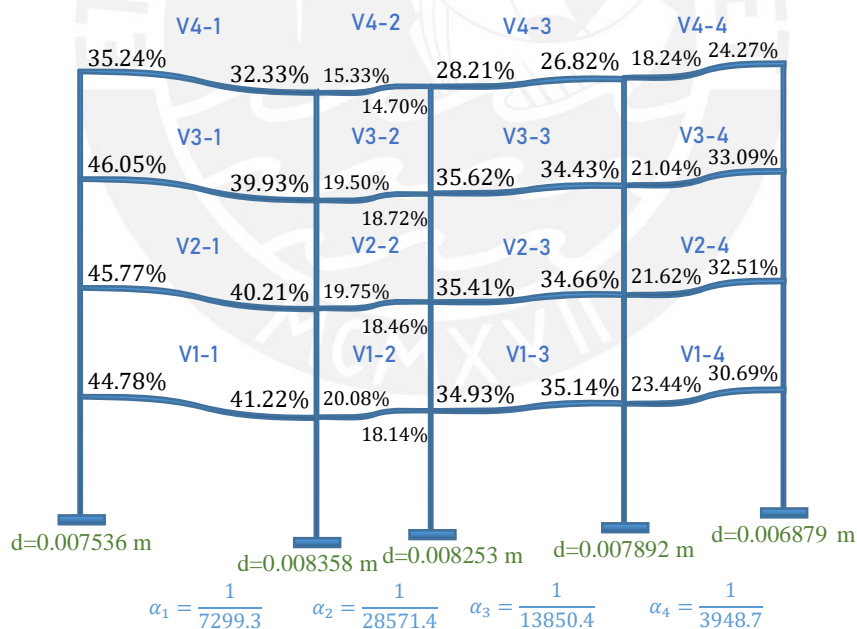
### a. Estado inicial ( $R_{V1}$ ).



$$R_{V1} = \frac{V_{u1}}{\phi V_n}$$

Figura 25  $R_V$  en vigas en el estado inicial, sin ISE.

### b. Estado final ( $R_{V2}$ ).



$$R_{V2} = \frac{V_{u2}}{\phi V_n}$$

Figura 26  $R_V$  en vigas en el estado final, con ISE.

donde:

$d$ : Asentamiento total.

$\alpha_i$ : Distorsión angular.



c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_V$ ).

$$\Delta R_V = \frac{V_{u2}}{\phi V_n} - \frac{V_{u1}}{\phi V_n}$$

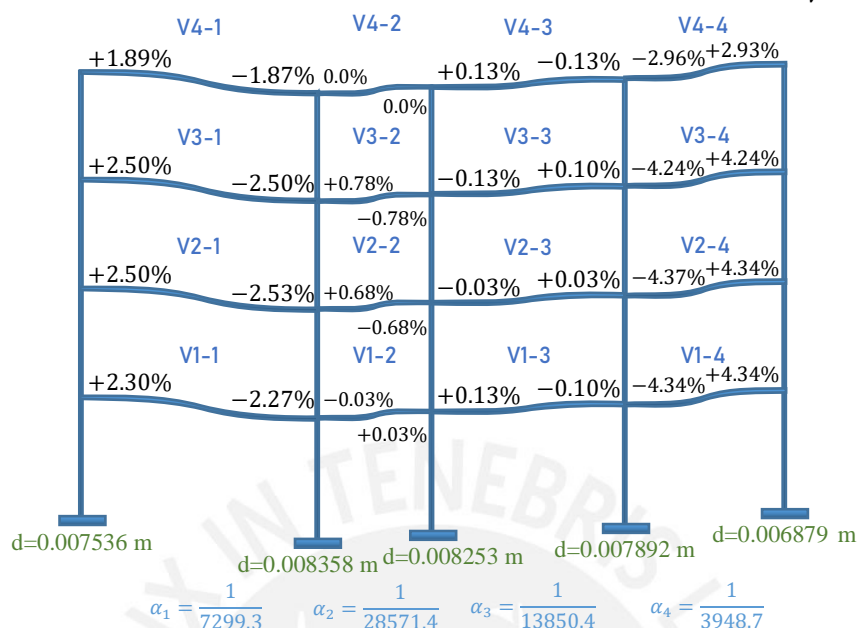


Figura 27 Cambio de  $R_V$  en vigas.

#### 4.1.2 Discusión de resultados.

##### I. $R_M$ en vigas.

###### a. Estado inicial ( $R_{M1}$ ).

Se logra evidenciar que, tras haber usado la metodología convencional de diseño en el pórtico, solo la sección izquierda de la viga V1-1 tiene el parámetro de seguridad  $R_{M1}$  ligeramente mayor a 100%. Esto significa que el  $M_{u1}$  en dicha sección sobrepasó la resistencia nominal respectiva  $\phi M_n$  y no estaría cumpliendo con la metodología LRFD de diseño. Sin embargo, ello se debió al margen mínimo de excedencia del  $M_u$  sobre  $\phi M_n$  que acepta la norma E.060.

Asimismo, las vigas V Y-1 y V Y-3 resultaron ser las más esforzadas, además de ser las de mayor longitud. Ello probablemente se debió a que al tener mayor longitud las cargas que soportan las vigas son mayores, debido al aumento de las áreas tributarias, y ello supone mayores esfuerzos.

De manera análoga, las vigas V Y-2 y V Y-4 fueron las menos esforzadas, pues al ser las de menor longitud sus cargas fueron menores.

Por otra parte, se evidenció que, en 5 conjuntos de secciones de vigas, V Y-1 central, V Y-1 derecha, V Y-2 izquierda, V Y-3 derecha y V Y-4 izquierda, existe una tendencia decreciente de valores de  $R_{MI}$  asociados a la altura de las vigas. Es decir, la magnitud del parámetro de seguridad de flexión disminuyó a medida que se analizaban vigas de mayor altura. Asimismo, en otros 4 conjuntos de secciones, V Y-2 central, V Y-3 izquierda, V Y-4 central y V Y-4 derecha, la tendencia fue inversa, los  $R_{MI}$  aumentaron de magnitud en función a la altura de las vigas. No obstante, en los 3 conjuntos de secciones faltantes, V Y-1 izquierda, V Y-2 derecha y V Y-3 central, no se evidenció una tendencia creciente o decreciente. Por último, es necesario precisar que los  $R_{MI}$  de las vigas de la azotea, V 4-X, no cumplen las tendencias mencionadas, probablemente porque la S/C usada en su diseño fue menor al de los niveles típicos.

*b. Estado final ( $R_{M2}$ ).*

Se logró reconocer que el efecto de la *ISE* hizo que en las secciones izquierdas de las vigas V1-1, V2-1 y V3-1 el parámetro  $R_{M2}$  supere 100%. Ello indicó que el efecto de las solicitaciones de gravedad y de los asentamientos diferenciales superó la resistencia en dichas secciones, por lo que la *ISE* fue suficientemente incidente en ellas. Asimismo, las vigas V Y-1 y V Y-3 se mantuvieron como las más esforzadas respecto al estado inicial. Del mismo modo, las vigas restantes, V Y-2 y V Y-4, se mantuvieron como las menos esforzadas, sin embargo, las secciones derechas de las vigas V Y-4 se encuentran considerablemente esforzadas de forma más incidente que en el estado inicial. Posiblemente, el hecho de que los grupos de vigas no cambiaran respecto

al estado sin *ISE* se debió a un aumento proporcional de momento en cada sección debido a los asentamientos diferenciales, el cual se añadió a las secciones mediante superposición de efectos.

Por otro lado, al igual que en el caso inicial, se evidenció la presencia de tendencias de aumento o disminución de  $R_{M2}$  en función a la altura de las secciones. Sin embargo, en este caso, fueron 6 conjuntos de secciones de vigas, V Y-1 central, V Y-1 derecha, V Y-2 izquierda, V Y-3 central, V Y-3 derecha y V Y-4 izquierda, donde los  $R_{M2}$  decrecieron en vigas superiores; y 4 conjuntos, V Y-2 central, V Y-3 izquierda, V Y-4 central y V Y-4 derecha, donde la tendencia fue inversa. No obstante, en los conjuntos restantes V Y-1 izquierda y V Y-2 derecha no se observó ninguna de ambas tendencias. Por último, en similitud al caso inicial, las secciones de las vigas del ultimo nivel no cumplieron con las tendencias, probablemente a la diferente S/C que resisten respecto a las demás.

*c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_M$ ).*

Se logró apreciar diferentes asentamientos totales en cada zapata, estos ordenados en forma decreciente fueron 0.008 358 m en Z2, 0.008 253 m en Z3, 0.007 892 m en Z4, 0.007 536 m en Z1 y 0.006 879 m en Z5. Todos los asentamientos fueron menores a 1 cm, por lo que no fueron de extrema magnitud. Asimismo, la presencia de asentamientos diferenciales dio origen a distorsiones angulares de baja magnitud entre zapatas adyacentes. Estos, ordenados en forma decreciente, fueron  $\alpha_4=1/3948.7$ ,  $\alpha_1=1/7299.3$ ,  $\alpha_3=1/13850.4$  y  $\alpha_2=1/28571.4$ .

Por otro lado, respecto a la variación del parámetro de seguridad de flexión,  $\Delta R_M$ , entre ambos estados, es necesario precisar que los  $\Delta R_M$  positivos significan un cambio desfavorable para el margen de seguridad en las secciones, dado que implican un aumento de  $M_{u1}$  a  $M_{u2}$  en la transición del estado inicial al final, y ello, un mayor esfuerzo. Análogamente,  $\Delta R_M$  negativos

evidencian un cambio favorable a la seguridad. En tal sentido, las secciones que experimentaron la mayor variación desfavorable fueron las de los conjuntos de V Y-1 izquierda y V Y-4 derecha, con  $\Delta R_M$  de 17% a 22% y 17% a 26%, respectivamente.

Sin embargo, es necesario señalar que, las secciones que hayan sufrido las mayores variaciones desfavorables no necesariamente deben ser consideradas como las más afectadas, pues, a pesar de haber tenido  $\Delta R_M (+)$  altos, pueden seguir siendo seguras,  $R_{M2} < 100\%$ , debido al sobrediseño que es resultado del acero mínimo de la norma E.060 a lo largo de las vigas. Por lo tanto, se consideró que una sección forma parte de las más afectadas si tuvo un  $\Delta R_M (+)$  alto y, además, su  $R_{M2}$  sobrepasó al 100% o es cercano a él. De este modo, las secciones con mayor  $R_{M2}$ , es decir, con mayor incidencia de la *ISE* en flexión, fueron todas las pertenecientes a las vigas V Y-1 y V Y -3, además de las derechas de V1-4, V2-4 y V3-4. Sin embargo, las que cumplen las condiciones mencionadas fueron solo las del conjunto V Y-1 izquierda, por lo tanto, fueron las más afectadas por la *ISE*.

Por otro lado, las secciones derechas de las vigas V1-4, V2-4 y V3-4 tuvieron un alto  $\Delta R_M$  desfavorable. Sin embargo, en este caso específico de pórtico, fueron de las secciones cuyo sobrediseño fue considerable desde un inicio debido al cumplimiento del acero mínimo obligatorio, razón por la cual fueron medianamente afectadas por la *ISE*. Por último, las secciones restantes fueron las menos afectadas, llegando al punto en el que las de los conjuntos V Y-1 derecha, V Y-2 derecha, V Y-3 izquierda y derecha y V Y-4 izquierda fueron favorecidas por la *ISE* al tener  $\Delta R_M (-)$  tras insertar la interacción.

## 2. $R_v$ en vigas.

### a. Estado inicial ( $R_{V1}$ ).

En primer lugar, se evidenció que todas las secciones tienen el  $R_{V1}$  menor a 100% debido a las resistencias suministradas por el concreto y los estribos, además de estar lo suficientemente alejadas a él como para considerarse seguras ante corte en el estado inicial, sin *ISE*. Asimismo, el mayor valor de  $R_{V1}$  fue 43.55% en la sección izquierda de la viga V3-1. Por otro lado, se reconoció una tendencia decreciente de  $R_{V1}$  en las secciones de las vigas. Las de mayor parámetro de corte fueron las de las vigas V Y-1, y les siguen V Y-3, V Y-4 y V Y-2 de forma decreciente. Al respecto, se logró relacionar de forma directa la tendencia decreciente con la longitud de las vigas, dado que el orden de vigas descritas expresa también sus longitudes en forma descendente.

Por último, se evidenció que en 4 conjuntos de secciones de vigas, V Y-1 izquierda, V Y-2 derecha, V Y-3 izquierda y V Y-4 derecha, los  $R_{V1}$  aumentaron en magnitud a medida que se analizaron vigas a mayor altura. Contrariamente, en los conjuntos restantes, V Y-1 derecha, V Y-2 izquierda, V Y-3 derecha y V Y-4 izquierda, la tendencia fue decreciente. Finalmente, de forma similar a flexión en vigas, los  $R_{V1}$  de las secciones de vigas de la azotea no cumplieron con las tendencias mencionadas, probablemente a la distinta S/C que soportan respecto a las demás.

### b. Estado final ( $R_{V2}$ ).

Al igual que en el estado inicial, los  $R_{V2}$  en todas las secciones fueron menores a 100%, además, fueron valores bastante alejados a él, por lo que pueden considerarse seguras ante corte luego de haber insertado el efecto de la *ISE*. Al respecto, el mayor  $R_{V2}$  encontrado fue 46.05% en la sección izquierda de V3-1, al igual que en el estado inicial. Del mismo modo, las vigas más esforzadas, y por ende con mayores  $R_{V2}$ , fueron los conjuntos de elementos V Y-1, V Y-3, V Y-4

y V Y-2, en orden decreciente, en similitud a la etapa inicial. Ello resultó estar relacionado directamente a las longitudes de los elementos. Por otro lado, se logró apreciar las mismas tendencias crecientes y decrecientes de  $R_{V2}$  en la altura en los conjuntos de secciones de vigas V Y-1 izquierda, V Y-2 derecha, V Y-3 izquierda y V Y-4 derecha, además de V Y-1 derecha, V Y-2 izquierda, V Y-3 derecha y V Y-4 izquierda, respectivamente. Por último, como es evidente, las secciones guardaron aún un amplio margen de seguridad tras haber incluido el efecto de la *ISE* en cortante.

*c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_V$ ).*

Al igual que en el caso de flexión, los  $\Delta R_V$  positivos significaron un cambio desfavorable, pues implican un aumento de fuerzas cortantes últimas de  $R_{V1}$  a  $R_{V2}$ . Análogamente,  $\Delta R_V$  negativos se encuentran asociados a cambios favorables en la seguridad. En tal sentido, las secciones que experimentaron la mayor variación desfavorable de  $\Delta R_V$  fueron las de los conjuntos V Y-1 izquierda y V Y-4 derecha, sin embargo, es necesario recalcar que, a pesar de haber sido desfavorables, fueron cambios bastante pequeños, ubicados entre +1.89% a +2.50% y +2.93% a +4.34% en V Y-1 izquierda y V Y-4 derecha, respectivamente.

Por otro lado, las secciones de V Y-2 izquierda tuvieron también  $\Delta R_V$  positivos, sin embargo, fueron incluso menores que los mencionados, entre +0.68% a +0.78%. Además, las secciones restantes fueron inclusive favorecidas por la *ISE* al tener  $\Delta R_V$  negativos. Por último, es necesario precisar que las secciones más críticas experimentaron  $\Delta R_V$  (+) bastante bajos, tal como se mencionó, además de tener  $R_{V2}$  muy por debajo del 100%. Dado ello, se puede afirmar que las secciones no resultaron afectadas respecto a cortante según las 2 condiciones presentadas en el caso “ $R_M$  en vigas”.

### 4.1.3 Resultados de variación de $R_M$ , $R_V$ y $R_P$ en columnas.

#### 1. $R_M$ en columnas.

##### a. Estado inicial ( $R_{M1}$ ).

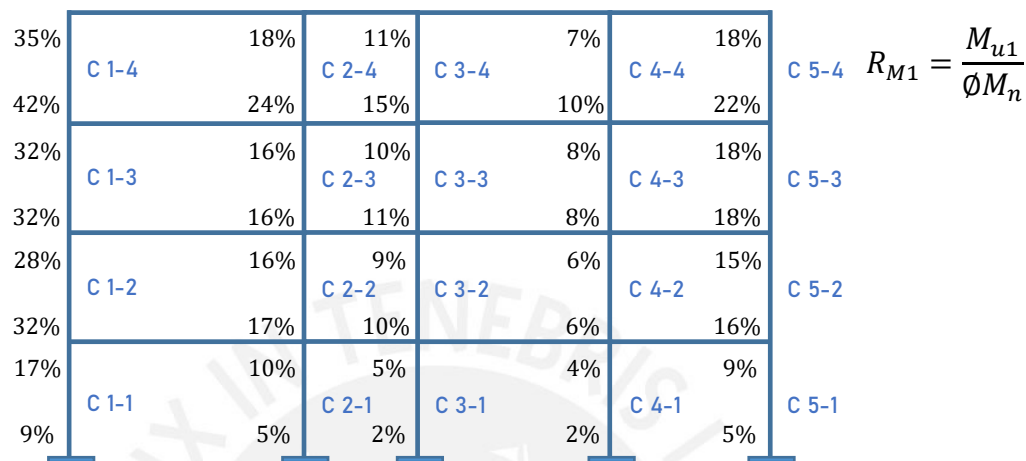


Figura 28  $R_M$  en columnas en el estado inicial, sin *ISE*.

##### b. Estado final ( $R_{M2}$ ).

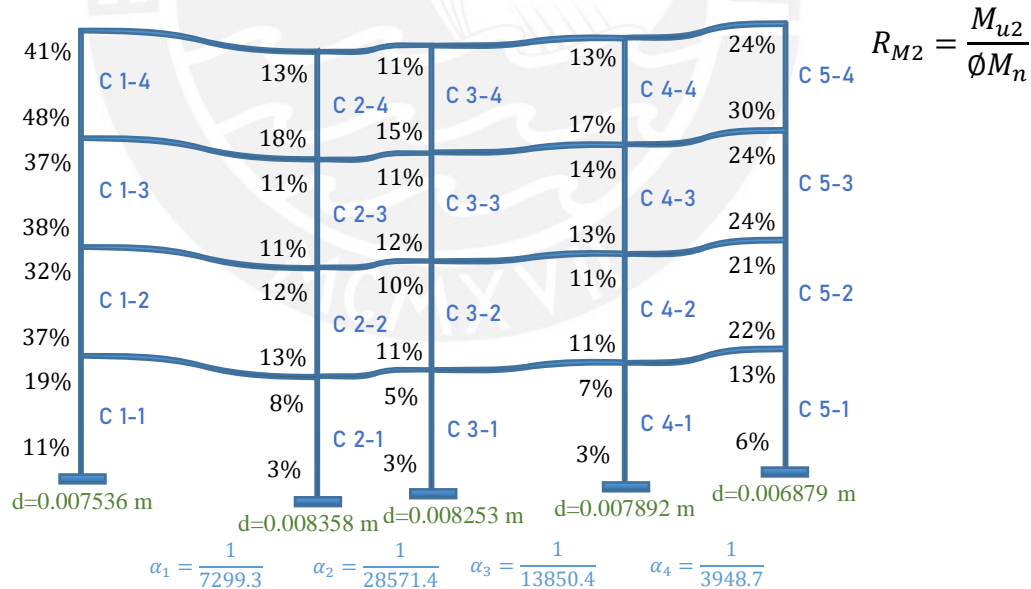


Figura 29  $R_M$  en columnas en el estado final, con *ISE*.

donde:

$d$ : Asentamiento total.

$\alpha_i$ : Distorsión angular.

c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_M$ ).

$$\Delta R_M = \frac{M_{u2}}{\phi M_n} - \frac{M_{u1}}{\phi M_n}$$

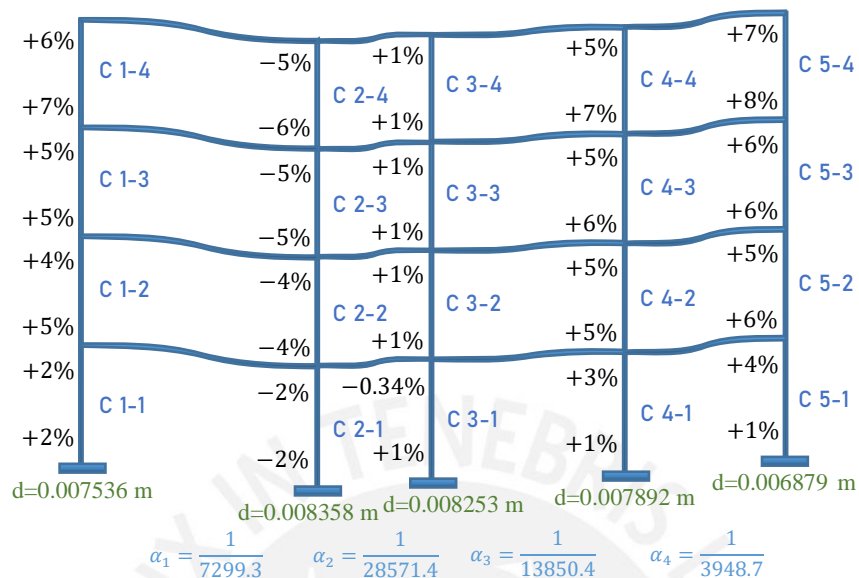


Figura 30 Cambio de  $R_M$  en columnas.

2.  $R_V$  en columnas.

a. Estado inicial ( $R_{V1}$ ).

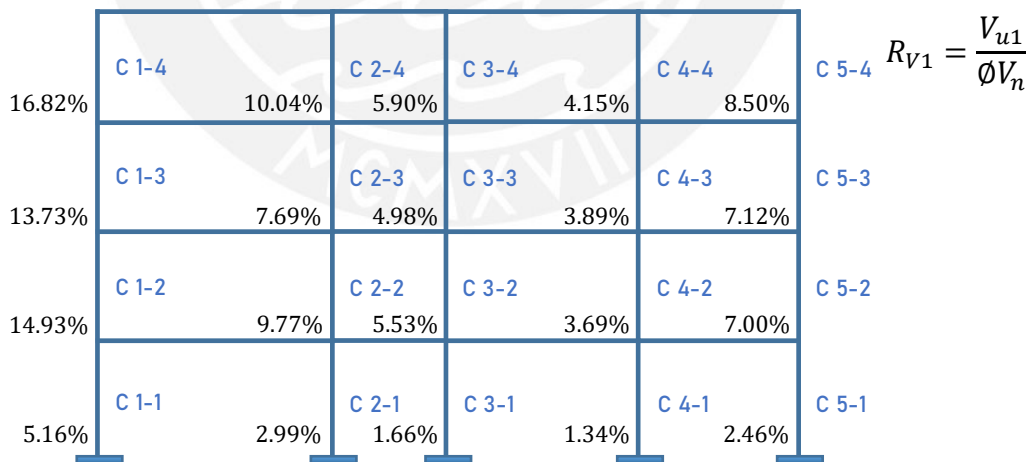


Figura 31  $R_V$  en columnas en el estado inicial, sin ISE.



b. Estado final ( $R_{V2}$ ).

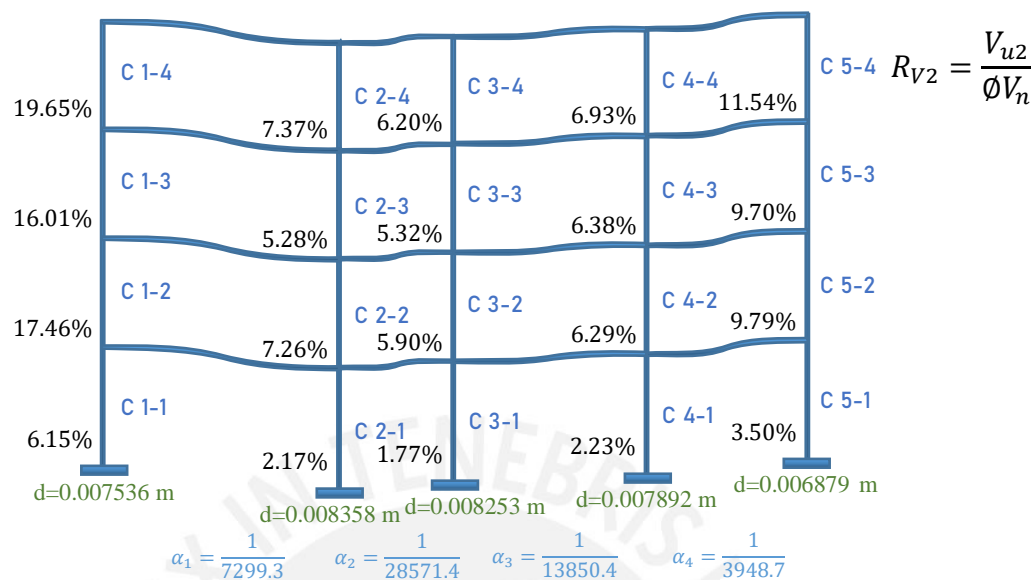


Figura 32  $R_V$  en columnas en el estado final, con *ISE*.

donde:

$d$ : Asentamiento total.

$\alpha_i$ : Distorsión angular.

c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_V$ ).

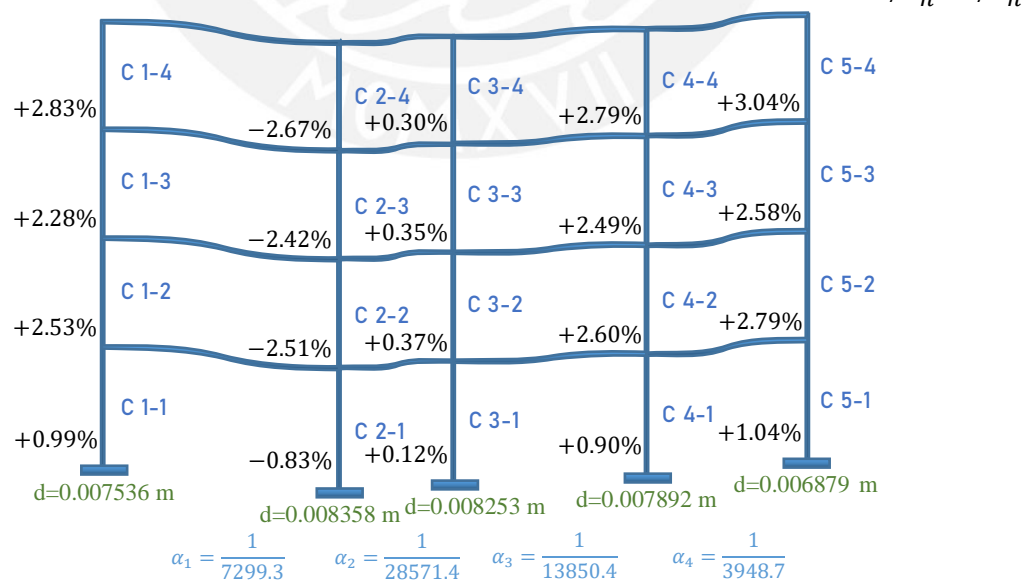


Figura 33 Cambio de  $R_V$  en columnas.

### 3. $R_P$ en columnas.

a. Estado inicial ( $R_{P1}$ ).

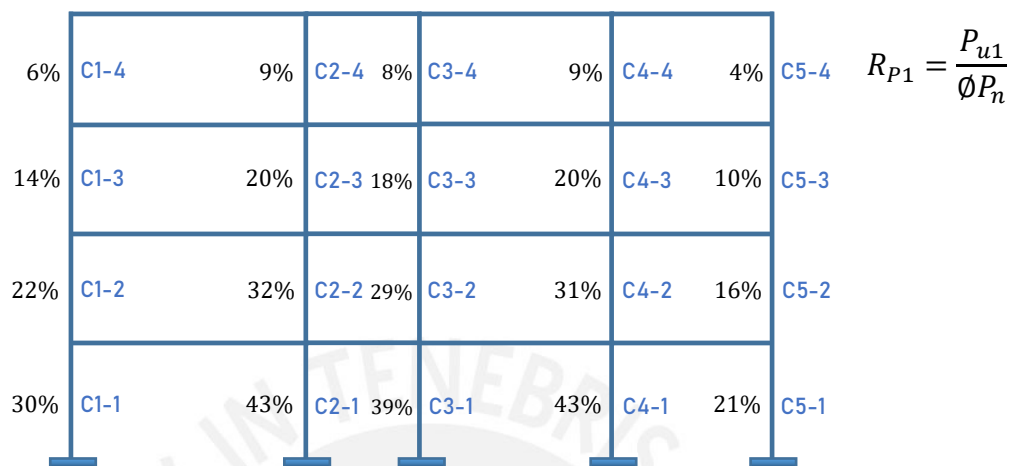


Figura 34  $R_P$  en columnas en el estado inicial, sin *ISE*.

b. Estado final ( $R_{P2}$ ).

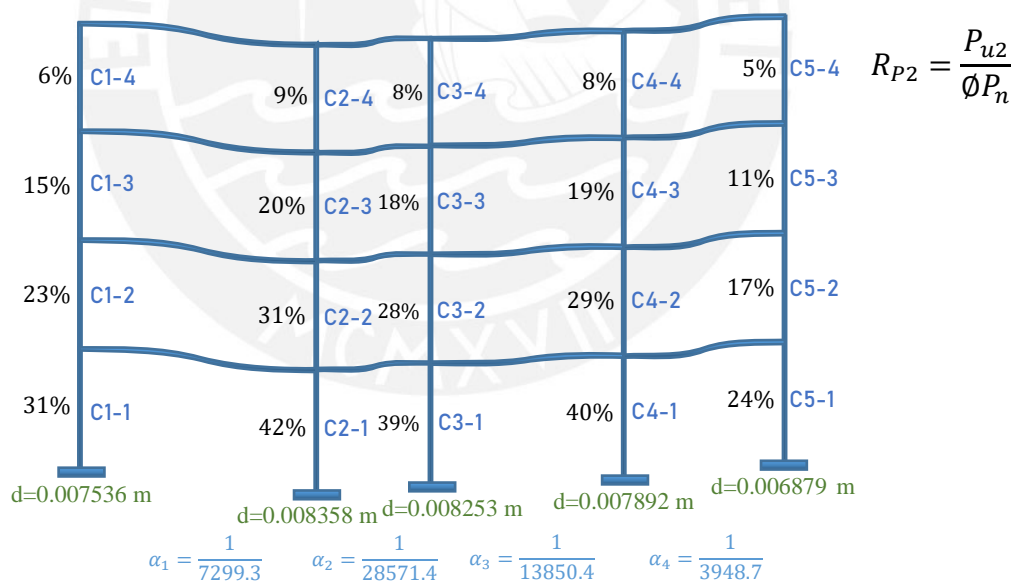


Figura 35  $R_P$  en columnas en el estado final, con *ISE*.

donde:

$d$ : Asentamiento total.

$\alpha_i$ : Distorsión angular.

c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_P$ ).

$$\Delta R_P = \frac{P_{u2}}{\phi P_n} - \frac{P_{u1}}{\phi P_n}$$

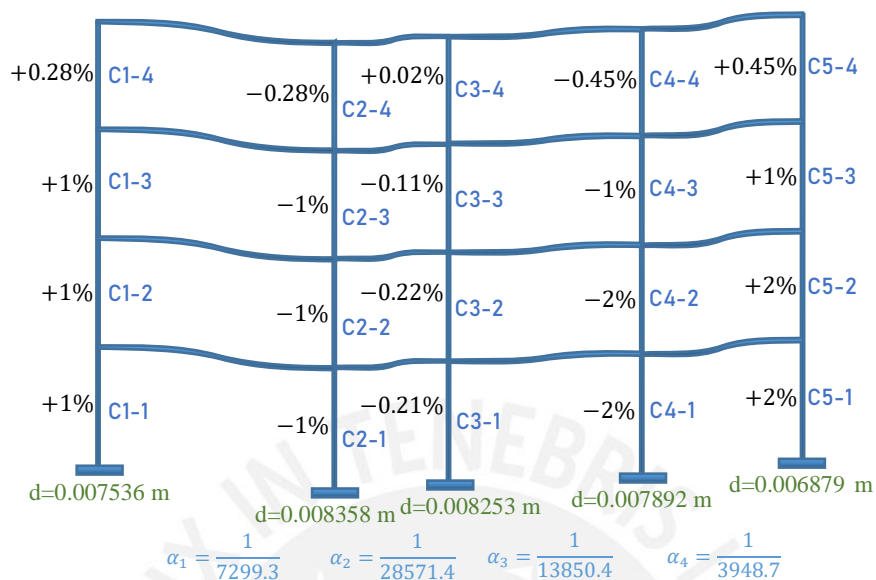


Figura 36 Cambio de  $R_P$  en columnas.

#### 4.1.4 Discusión de resultados.

##### 1. $R_M$ en columnas.

###### a. Estado inicial ( $R_{MI}$ ).

Todas las secciones tuvieron el parámetro  $R_{MI}$  bastante por debajo de 100% debido a la cuantía mínima permitida por la norma E.060. Asimismo, el  $R_{MI}$  mayor fue de 42%, ubicado en la sección inferior de la columna C1-4. Además de ello, se logró ordenar de forma decreciente los conjuntos de columnas más esforzadas a flexión, C 1-Y, C 2-Y, C 5-Y, C 3-Y y C 4-Y.

Por otro lado, se evidenció que los valores de  $R_{MI}$  tienden a incrementarse en función a la altura en casi la totalidad de las secciones excepto en las últimas superiores. Ello probablemente se deba a la misma razón explicada en el caso de las vigas, la S/C distinta en las vigas de la azotea. En general, se aprecia que las columnas tienen un margen de seguridad considerable frente a flexión en el estado inicial, sin *ISE*.

*b. Estado final ( $R_{M2}$ ).*

Luego de haber insertado la *ISE*, todos los  $R_{M2}$  aún se mantuvieron menores a 100% con un margen de seguridad considerablemente alto. El  $R_{M2}$  de mayor valor fue 48% en la sección inferior de C1-4, al igual que en el caso inicial. Asimismo, el orden decreciente de columnas esforzadas a flexión fue el siguiente: C 1-Y, C 5-Y, C 2-Y y C 4-Y, el cual no permaneció igual respecto al estado inicial. Por otro lado, la tendencia de aumento creciente de  $R_{M2}$  en función a la altura de las columnas analizadas se mantuvo al igual que el caso inicial, sin embargo, esta no se cumplió en las secciones últimas superiores. Por último, es necesario precisar que el margen de seguridad a flexión en este estado sigue siendo bastante alto a pesar de incluir la *ISE*, por lo que su incidencia en las columnas fue baja.

*c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_M$ ).*

Fueron 4 conjuntos de columnas los que experimentaron cambios desfavorables de  $R_M$  al tener  $\Delta R_M$  positivos, estos fueron C 1-Y, C 3-Y, C 4-Y y C 5-Y, sin embargo, los cambios más altos se dieron en las secciones de C 1-Y, C 4-Y y C 5-Y llegando a tener valores máximos de +7%, +7% y 8%, respectivamente. Además, los  $\Delta R_M$  en las secciones de C 3-Y fueron bastante bajos a pesar de ser desfavorables, donde el cambio fue de +1% en casi todas ellas. Al respecto, solo los  $\Delta R_M$  en el conjunto C 2-Y fueron favorables para la seguridad con un valor máximo de -6% en la sección inferior de C 2-4. Por último, se puede evidenciar la poca incidencia de la *ISE* en la seguridad a flexión de las columnas debido a los bajos valores de  $\Delta R_M$  en las secciones. Asimismo, lo mencionado, acompañado a los bajos valores de  $R_{M2}$ , indican que las columnas no han sido afectadas por la *ISE* en flexión.

## 2. $R_v$ en columnas.

### a. Estado inicial ( $R_{v1}$ ).

En el estado sin la *ISE*, todos los  $R_{v1}$  fueron menores a 100%, además de ser valores muy por debajo de éste. El valor más alto del parámetro fue de 16.82%, constante a lo largo de la columna C 1-4, ello indicó que el margen de seguridad de los elementos frente a corte del diseño convencional fue alto gracias a las resistencias suministradas por el concreto ( $V_c$ ) y los estribos ( $V_s$ ). Al respecto, los  $R_{v1}$  fueron mayores en las columnas C 1-Y, tras estas les siguieron los conjuntos de columnas C 2-Y, C 5-Y, C 3-Y y C 4-Y, en orden decreciente. Asimismo, se logró evidenciar un aumento de  $R_{v1}$  en función a la altura de las columnas en los conjuntos C 4-Y y C 5-Y; en caso contrario, en los 3 conjuntos restantes, C 1-Y, C 2-Y y C 3-Y, no existió una tendencia creciente o decreciente. Por último, es necesario recalcar que los valores bajos de  $R_{v1}$  dieron a conocer el gran margen frente a cortante que aportó el diseño convencional de los elementos.

### b. Estado final ( $R_{v2}$ ).

Tras insertar la *ISE*, todos los  $R_{v2}$  permanecieron menores a 100% con valores muy por debajo de ese límite. El mayor valor encontrado fue de 19.65% a lo largo de la columna C1-4, al igual que el estado inicial. Ello evidenció la poca incidencia de la interacción en los elementos tras incluirla en el análisis. Por otro lado, el conjunto de columnas con mayor  $R_{v2}$  fue C 1-Y, y lo siguieron C 5-Y, C 2-Y, C 4-Y y C 3-Y, de forma decreciente. Por último, se reconoció un aumento de  $R_{v2}$  en función a la altura de los elementos solo en el conjunto de columnas C 4-Y. Asimismo, los 4 conjuntos restantes carecieron de tendencias crecientes o decrecientes.

*c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_V$ ).*

Fueron 4 conjuntos de columnas los que experimentaron cambios de  $R_V$  desfavorables entre los estados inicial y final al presentar  $\Delta R_V$  positivos, estos conjuntos fueron C 1-Y, C 3-Y, C 4-Y y C 5-Y. A pesar de ello, los cambios de mayor magnitud fueron los de C 1-Y, C 4-Y y C 5-Y, cuyos valores máximos fueron +2.83%, +2.79% y +3.04%, respectivamente. Asimismo, el conjunto C 3-Y presentó valores más bajos, con un máximo de +0.37%. Por otro lado, el conjunto de columnas C 2-Y resultó incluso favorecido por la *ISE* al tener  $\Delta R_V$  negativos, con un valor máximo de -2.67%. Todo ello demuestra la poca incidencia de la *ISE* en la seguridad de los elementos frente a corte, ello acompañado de los valores bajos de  $R_{V2}$  indican que los elementos no resultaron afectados por la interacción.

**3.  $R_P$  en columnas.**

*a. Estado inicial ( $R_{P1}$ ).*

Todos los valores de  $R_{P1}$  fueron menores a 100% con un margen bastante grande debido a los aportes del concreto y el acero en compresión. El mayor valor del parámetro fue 43% a lo largo de las columnas C2-1 y C4-1. Además, los conjuntos de columnas de más a menos cargadas fueron C 2-Y, C 4-Y, C 3-Y, C 1-Y y C 5-Y. Por otro lado, los  $R_{P1}$  disminuyeron de magnitud en función a la altura de la ubicación de las columnas, ello debido a que los elementos superiores soportan menos cargas que los inferiores. Así, los valores bajos de  $R_{P1}$  dan a conocer un margen de seguridad alto ante carga axial a partir del diseño convencional de los elementos.

*b. Estado final ( $R_{P2}$ ).*

Todos los  $R_{P2}$  se mantuvieron alejados del 100% por debajo de éste. El máximo valor encontrado fue de 42% a lo largo de la columna C2-1, un valor ligeramente menor al del estado

inicial. Asimismo, los conjuntos de columnas que experimentaron de más a menos cargas fueron C 2-Y, C 4-Y, C 3-Y, C 1-Y y C 5-Y, al igual que en el caso inicial. Por otro lado, la tendencia decreciente de  $R_{P2}$  en altura se mantuvo intacta. Por último, se pudo evidenciar, gracias a los valores bajos del parámetro, que el margen de seguridad en las columnas ante carga axial fue considerablemente alto a pesar de la *ISE*.

*c. Cambio en el margen de seguridad ( $\Delta R_P$ ).*

Los conjuntos de columnas C 1-Y y C 5-Y, además de la sección de C3-4, fueron los únicos que experimentaron cambios de  $R_P$  desfavorables tras incluir la *ISE*, con valores máximos de +1% y +2%, respectivamente. Por otro lado, los conjuntos C 2-Y, C 3-Y y C 4-Y se vieron favorecidos por el efecto de la interacción, pues presentaron  $\Delta R_P$  negativos con valores máximos de -1% y -2%, respectivamente. Es necesario precisar que todas las variaciones, ya fuesen desfavorables o no, fueron prácticamente insignificantes, por lo que es posible afirmar que la incidencia de la *ISE* frente a carga axial en columnas fue despreciable.

## **4.2 Resultados del efecto de la progresión de distorsiones angulares sobre la seguridad de las vigas**

La información obtenida en el Capítulo 3 fue transformada de tablas a gráficos para una mejor visualización e interpretación de la variación y el comportamiento del parámetro  $R_M$  a lo largo de la progresión de  $\alpha_2$ . Asimismo, se analizó la variación del parámetro de flexión en cada conjunto de secciones críticas de vigas de forma independiente.

#### 4.2.1 Resultados del cambio de $R_M$ en las secciones críticas de las vigas.

##### 1. $R_M$ en vigas.

##### a. Conjunto 1 (V Y-1 sección izquierda).

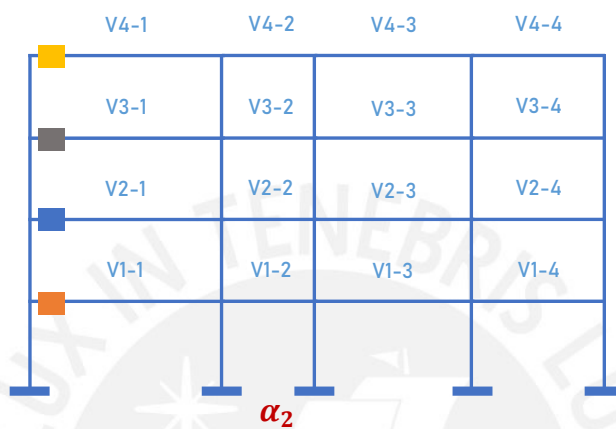


Figura 37 Conjunto 1 de secciones de vigas.

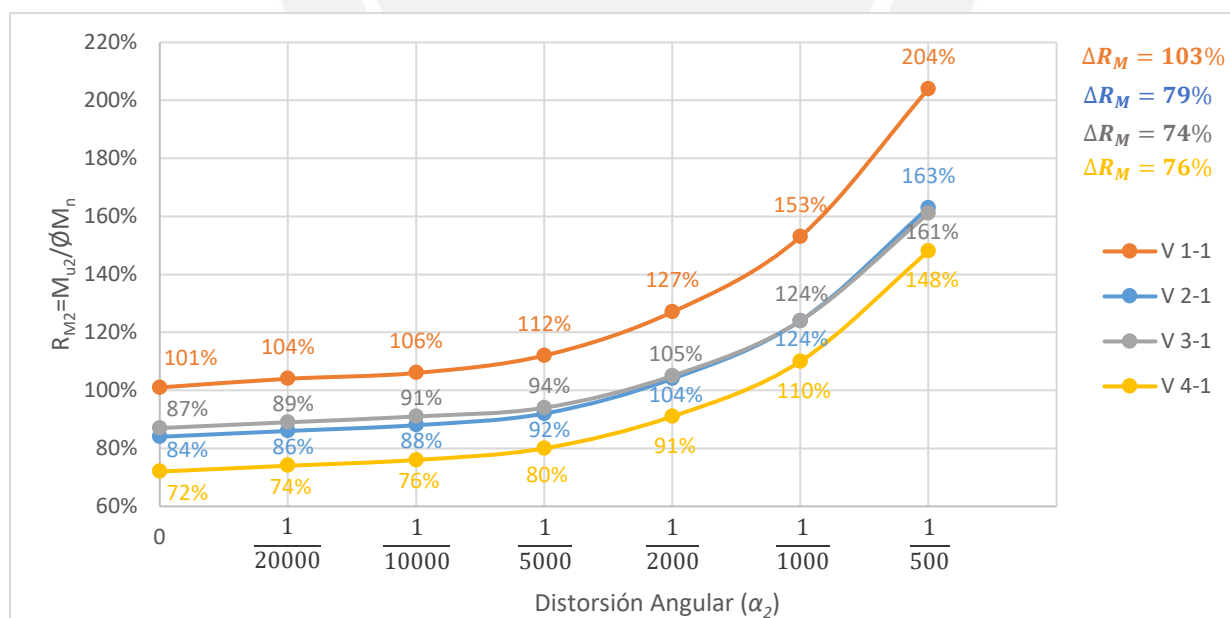


Figura 38 Progresión de  $R_M$  en el conjunto 1.



b. Conjunto 2 (V Y-1 sección central).

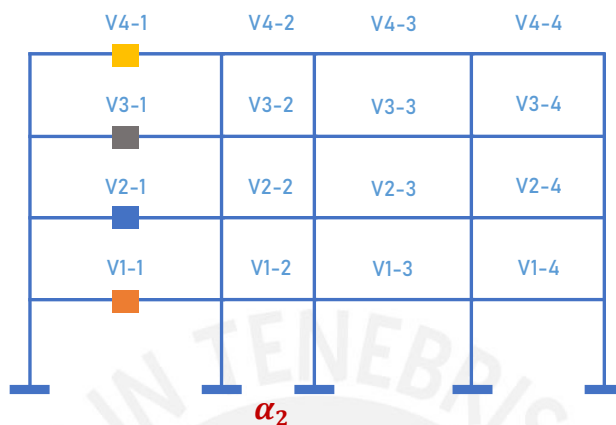


Figura 39 Conjunto 2 de secciones de vigas.

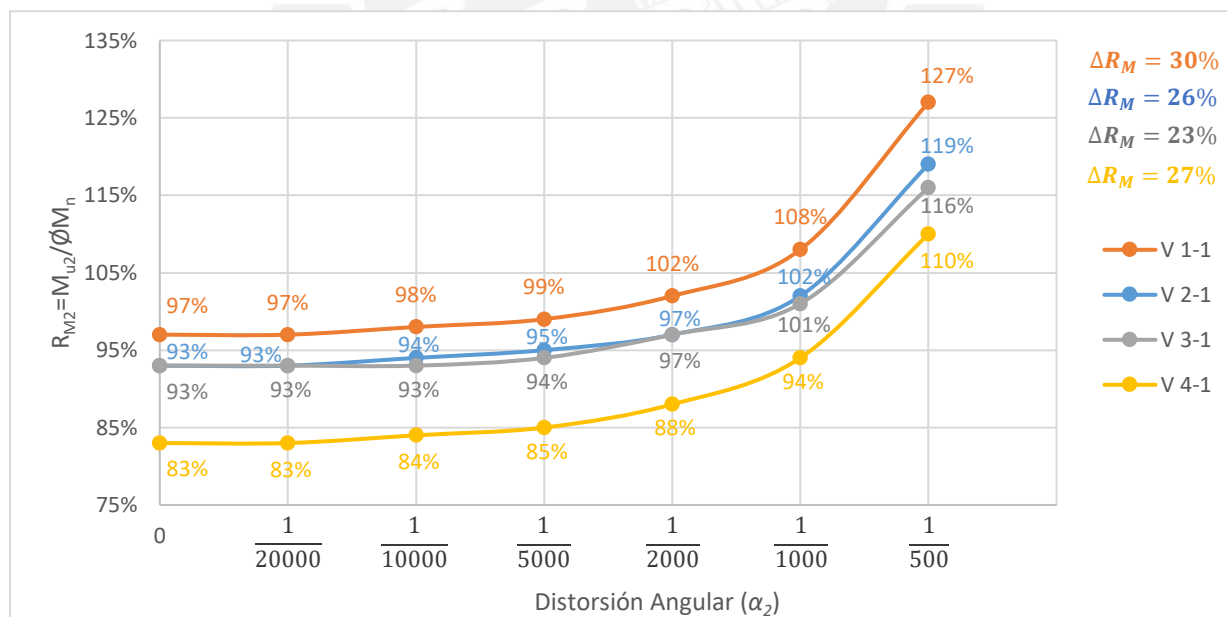


Figura 40 Progresión de  $R_M$  en el conjunto 2.

c. Conjunto 3 (V Y-2 sección izquierda).

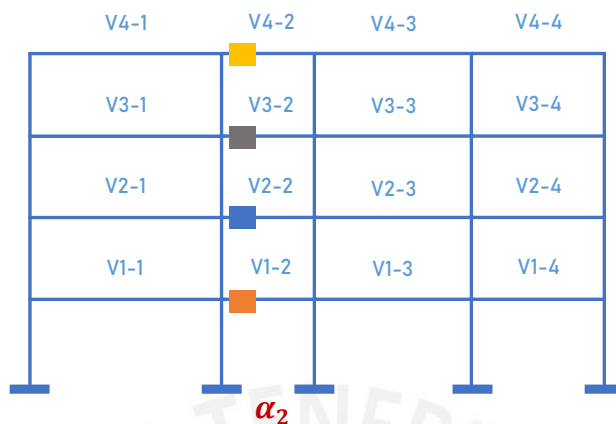


Figura 41 Conjunto 3 de secciones de vigas.

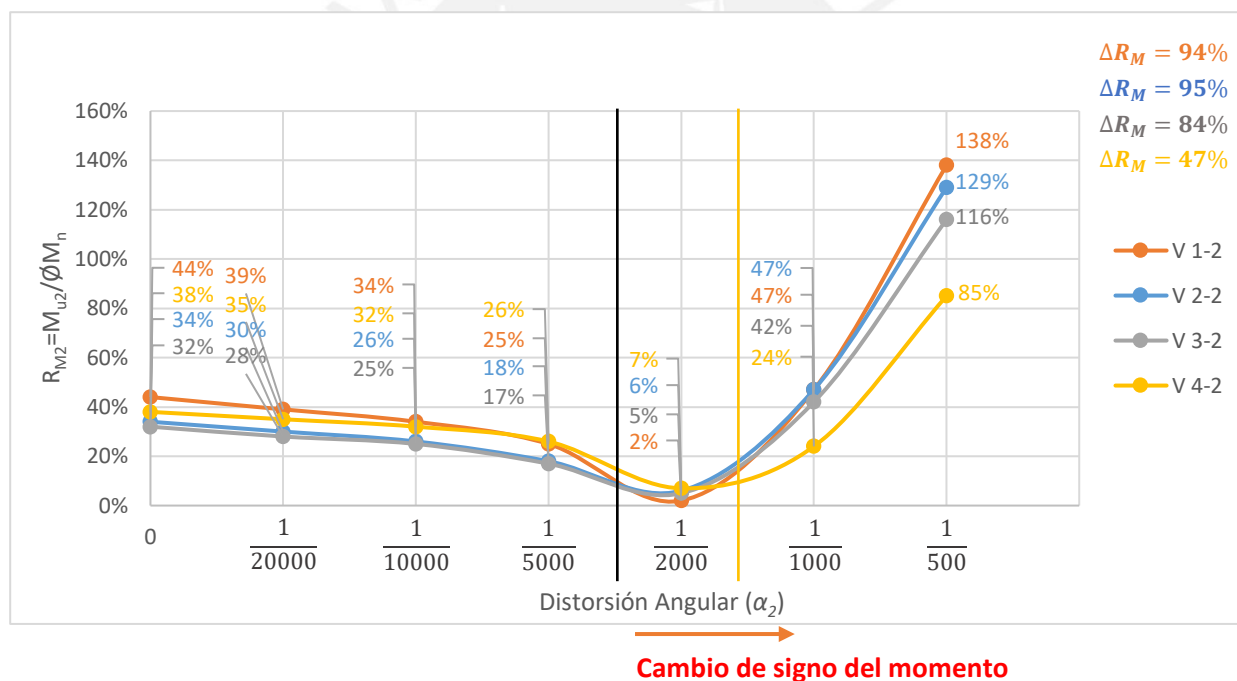


Figura 42 Progresión de  $R_M$  en el conjunto 3.

Cabe precisar que, la línea vertical negra representa la transición de signo, de negativos a positivos, de los momentos últimos en las secciones de V1-2, V2-2 y V3-2; asimismo, la línea amarilla, de la sección de V4-2.

d. Conjunto 4 (V Y-2 sección derecha).

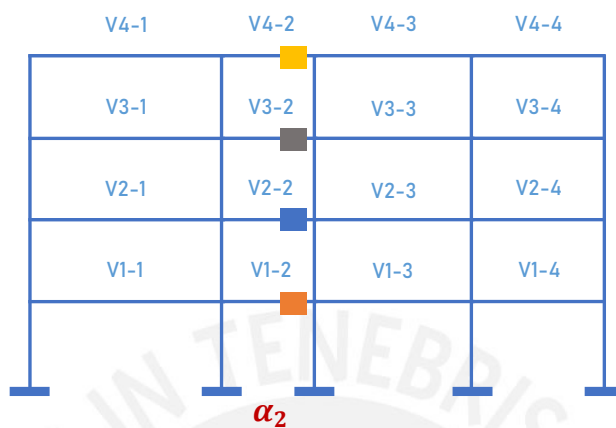


Figura 43 Conjunto 4 de secciones de vigas.

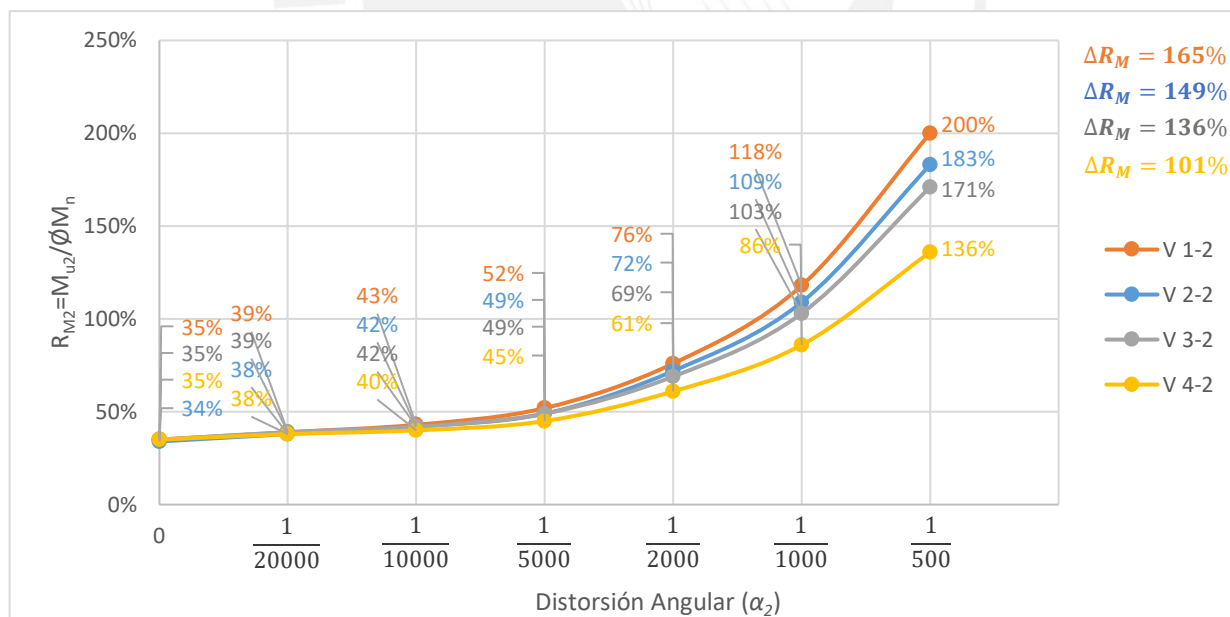


Figura 44 Progresión de  $R_M$  en el conjunto 4.

e. Conjunto 5 (V Y-3 sección izquierda).

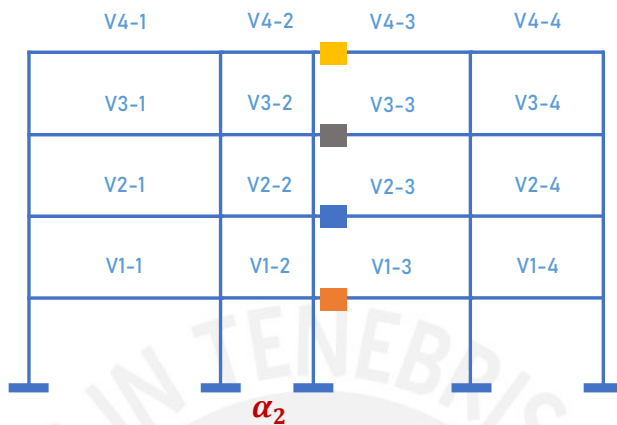


Figura 45 Conjunto 5 de secciones de vigas.

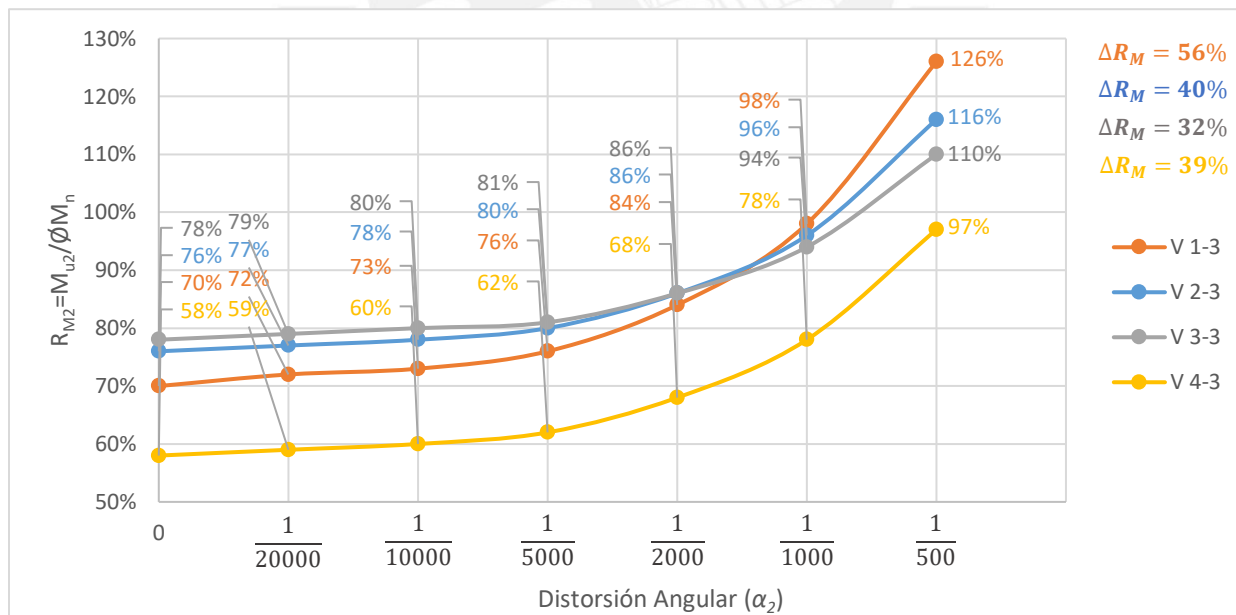


Figura 46 Progresión de  $R_M$  en el conjunto 5.

## 4.2.2 Discusión de resultados.

### 1. $R_M$ en vigas.

#### a. Conjunto 1 (VY-1 sección izquierda).

Los valores de  $R_{M2}$  en las secciones del conjunto 1 fueron bastante cercanos al límite 100% desde el inicio de la progresión, donde uno de ellos lo sobrepasó ligeramente al ser aplicada la distorsión angular  $\alpha_2=1/20\ 000$ . Eventualmente, todos los  $R_{M2}$  lograron sobrepasar el límite, motivo por el cual se evidenció que la incidencia de las distorsiones impuestas en la zapata más crítica fue considerable en la seguridad a flexión. Asimismo, en el fin de la progresión, donde  $\alpha_2=1/500$ , se logró apreciar que las variaciones del parámetro de seguridad a flexión fueron bastante altas, siendo +103%, +79%, +76% y +74% las correspondientes a las secciones izquierdas de V1-1, V2-1, V4-1 y V3-1, respectivamente. Ello mostró el gran efecto desfavorable de la aplicación de las distorsiones de la progresión. Al respecto, al ser  $\alpha_2=1/500$ , los valores de  $R_{M2}$  llegaron a ser los máximos en la serie, con valores bastante mayores a 100%, los cuales lo sobrepasaron desde 48% hasta 104% por encima. Debido a las 2 características mencionadas se pudo afirmar que la *ISE* afectó de forma considerable a las secciones del conjunto 1.

El efecto del fenómeno en el presente conjunto de secciones concuerda con lo señalado por Calavera (2005), quien menciona que al asentarse un pilar intermedio de un pórtico se generan fisuras en la cara superior de las vigas conectadas a él en los extremos opuestos a donde se conectan, es decir, las ubicadas en la misma posición del conjunto 1 de esta tesis. Asimismo, la concordancia no solo se limita a la ubicación de las secciones dañadas, sino a la relación que existe entre la formación de fisuras y el exceso de  $R_{M2}$  a 100%, dado que las fisuras son un indicio de que las solicitaciones sobrepasaron las resistencias en las secciones de interés.

Por otro lado, una de las características observadas de los  $R_{M2}$  al terminar la progresión fue que los valores más altos del parámetro correspondieron a las secciones más cercanas al nivel 0 m y, análogamente, los menores, a las secciones superiores, a pesar de que durante inicios de la serie ese orden no se cumplió. Ello indicó que la incidencia de la *ISE* fue mayor en secciones inferiores y su efecto disminuyó en función de la altura, de forma evidente. Este aspecto fue también tratado por Calavera (2005), quien señaló que la longitud de fisuras, al asentarse un pilar intermedio en un pórtico, es mayor en vigas de pisos inferiores y se reduce hacia plantas superiores, hecho que establece una concordancia de resultados. En relación a ello, se identificó que el comportamiento del cambio del parámetro  $R_M$  obedeció a una función exponencial a lo largo de la progresión, lo cual explica el gran incremento  $R_M$  entre cada distorsión angular.

Por otra parte, fue necesario analizar desde cuales valores de  $\alpha_2$  los  $R_{M2}$  adoptaron magnitudes mayores a 100% en cada sección. En tal sentido, fueron los  $\alpha_2=1/20\ 000$ ,  $1/2000$ ,  $1/2000$  y  $1/1000$  los que hicieron que los  $R_M$  tomen valores de 104%, 105%, 104% y 110% en las secciones izquierdas de V1-1, V3-1, V2-1 y V4-1, respectivamente; siendo aquellas las distorsiones en las que la seguridad a flexión comenzó a verse comprometida durante la progresión. Por último, fue durante la transición de  $\alpha_2=1/2000$  a  $1/1000$  en la que la seguridad a flexión en todas las secciones llegó a estar comprometida, pues en  $1/1000$  todos los  $R_M$  superaron a 100%, indicando que los efectos actuantes amplificadas estuvieron por encima de las resistencias nominales disminuidas.

*b. Conjunto 2 (V Y-1 sección central).*

En el caso del conjunto 2, se aprecia que los  $R_{M2}$  fueron también muy cercanos a 100% por debajo de este desde el inicio de la progresión. Asimismo, todos ellos sobrepasaron el límite una

vez terminada la serie de distorsiones, lo cual demuestra la incidencia de la *ISE* en la seguridad. Respecto al cambio de  $R_M$  al final de la progresión, estos fueron valores medianamente altos, +30%, +26%, +23% y +27%, correspondientes a las secciones centrales de V1-1, V2-1, V3-1 y V4-1, respectivamente. Sin embargo, a pesar de que los  $\Delta R_M$  no fueron tan altos, los  $R_{M2}$  superaron a 100% con excesos de 10% a 27% en las secciones. Dado ello, se puede verificar que la *ISE* llegó a afectar a las secciones del conjunto 2.

Por otro lado, al igual que en el conjunto 1, al concluir la progresión, los valores más altos de  $R_{M2}$  fueron los de las secciones inferiores y estos disminuyeron en secciones superiores, por lo que el efecto de la *ISE* fue mayor en la sección más baja y decreció en función a la altura, en coherencia con Calavera (2005). Asimismo, se verificó también el comportamiento exponencial de  $\Delta R_M$  a lo largo de la progresión, al igual que el conjunto 1. Por último, se logró identificar que, al tomar  $\alpha_2$  los valores de 1/2000, 1/1000, 1/1000 y 1/500, los  $R_M$  de las secciones de V1-1, V2-1, V3-1 y V4-1 sobrepasaron al 100% con magnitudes de 102%, 102%, 101% y 110%, respectivamente. Además, fue durante la transición de  $\alpha_2$  de 1/1000 a 1/500 en la que la seguridad a flexión en todas las secciones se vio comprometida, pues en 1/500 los 4  $R_M$  llegaron a estar por encima del límite.

*c. Conjunto 3 (V Y-2 sección izquierda).*

En primer lugar, el comportamiento de las curvas de  $R_{M2}$  resultó un tanto diferente al de los 2 conjuntos anteriores, sin embargo, esto se debió a que durante la aplicación de las primeras distorsiones angulares los momentos en estas secciones fueron negativos, no obstante, estas cambiaron de signo y magnitud hacia valores positivos en las últimas  $\alpha_2$  aplicadas. En tal sentido, los cambios de concavidades se debieron al cambio de signos de los momentos durante la

progresión, donde la línea vertical negra representa el punto en el que los momentos en las secciones V1-2, V2-2 y V3-2 cambiaron de negativos a positivos, y la línea amarilla, de la sección de V4-2. A pesar de ello, fue posible apreciar un comportamiento exponencial de la variación de  $R_{M2}$  luego de ambas líneas mencionadas, al igual que en los conjuntos 1 y 2.

Por otro lado, se observó que los valores de  $R_{M2}$  fueron bastante bajos y alejados de 100% durante casi la totalidad de la progresión, sin embargo, estos eventualmente alcanzaron valores mayores al límite cuando  $\alpha_2=1/500$ , a excepción de la sección de V4-2 que se mantuvo por debajo de 100% y siguió siendo segura. Asimismo, es importante recalcar que los  $\Delta R_M$  finales fueron altos, variando entre +47% y +95%, por lo que resultó evidente la incidencia de la *ISE* en dicho parámetro. Por lo tanto, dado que los  $R_{M2}$  finales fueron mayores a 100% y los  $\Delta R_M$ , considerables, se pudo afirmar que la *ISE* llegó a afectar las secciones, a excepción de la de V4-2. Este hecho guarda relación con lo establecido por Calavera (2005), pues, de forma similar al conjunto 1, indica que al asentarse un pilar intermedio de un pórtico se generan fisuras en la cara inferior de los extremos de las vigas conectadas a él, mismas ubicaciones de las secciones del conjunto 3. Además, ello remarca la relación entre formación de fisuras y exceso de  $R_{M2}$  a 100%, dado que las primeras son indicio de que las solicitaciones superan las resistencias.

Por su parte, al igual que en los 2 conjuntos anteriores, se evidenció que, tras el fin de la progresión, los  $R_M$  mayores fueron los de las secciones inferiores, disminuyendo de magnitud en función a la altura. Este aspecto guarda concordancia con lo que Calavera (2005) describe, la longitud de fisuras, al asentarse un pilar intermedio en un pórtico, es mayor en vigas de plantas inferiores y disminuye en niveles superiores. Por último, se logró identificar que el  $\alpha_2$  que hizo que los  $R_M$  de las secciones de V1-2, V2-2 y V3-2 llegasen al 100% fue 1/500, a excepción de V4-2, el cual terminó con 85%.



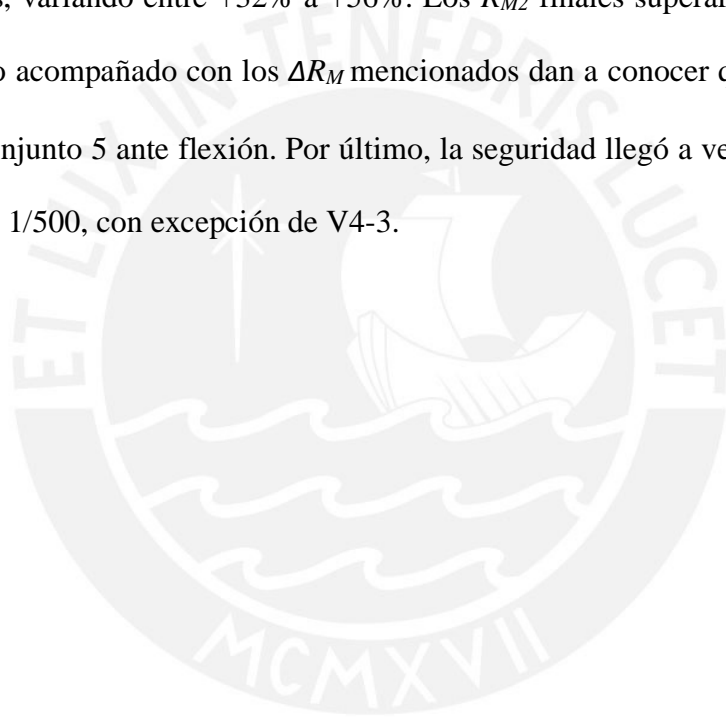
d. Conjunto 4 (V Y-2 sección derecha).

Al igual que en los casos anteriores, se identificó un comportamiento exponencial en la variación de  $R_{M2}$  a lo largo de la progresión, donde las curvas tuvieron, prácticamente, el mismo origen. En relación a ello, el carácter exponencial hace posible explicar los grandes incrementos de  $R_{M2}$  entre cada distorsión angular. Por otro lado, los valores del parámetro de flexión fueron bajos durante el inicio de la progresión, comenzando con magnitudes entre 38% y 39%, sin embargo, estos aumentaron paulatinamente hasta superar a 100%, variando entre 136% a 200%. Al respecto, los cambios finales de  $R_{M2}$ ,  $\Delta R_M$ , fueron valores extremadamente altos, superando a los de los conjuntos anteriores. Estos variaron entre +101% a +165%, lo que evidenció el efecto de la *ISE* sobre el cambio desfavorable en el margen de seguridad. En tal sentido, los altos valores finales de  $R_{M2}$  y  $\Delta R_M$  dieron a conocer que la *ISE*, efectivamente, afectó de forma considerable a las secciones del conjunto 4. Al igual que en el conjunto 1, ello es coherente con lo que Calavera (2005) indica, dado que el conjunto 4 coincide con la ubicación de las fisuras que se generan al asentarse un pilar intermedio, en la cara superior de las vigas de los extremos opuestos a su conexión con la columna, donde se reconoce la relación entre fisuras y  $R_{M2} > 100\%$ .

Cabe señalar que, se conserva la tendencia decreciente, ya mencionada en conjuntos anteriores, de  $R_{M2}$  en función a la altura; donde la mayor magnitud estuvo en la sección de V1-2, que es coherente con lo estipulado por Calavera (2005) en relación a longitud de fisuras. Por último, se identificó que en  $\alpha_2=1/1000$ , los  $R_{M2}$  de V1-2, V2-2 y V3-2 alcanzaron valores mayores a 100%, en primera instancia; y  $\alpha_2=1/500$  hizo que el parámetro en V4-2 alcance 136%. Además, es necesario precisar que, este conjunto tuvo los valores más altos de  $R_{M2}$  y  $\Delta R_M$  en los 5 analizados, ello evidenció que éste fue el grupo de secciones más afectado por la *ISE*.

*e. Conjunto 5 (V Y-3 sección izquierda).*

En primer lugar, las 4 curvas mostraron el mismo comportamiento exponencial observado en los conjuntos anteriores, donde  $R_{M2}$  disminuyó hacia vigas de plantas superiores en coherencia con Calavera (2005). Asimismo, desde un inicio, los parámetros de flexión fueron altos en magnitud, pero menores a 100%, no obstante, llegaron a adoptar valores mayores al límite, excepto la sección de V4-3 al ser  $\alpha_2=1/500$ . En relación a ello, los cambios de  $R_M$  finales fueron medianamente altos, variando entre +32% a +56%. Los  $R_{M2}$  finales superaron al límite hasta en 26% en exceso, ello acompañado con los  $\Delta R_M$  mencionados dan a conocer que la *ISE* si afectó a las secciones del conjunto 5 ante flexión. Por último, la seguridad llegó a verse comprometida al tomar  $\alpha_2$  el valor de 1/500, con excepción de V4-3.



## 5. Conclusiones y Recomendaciones

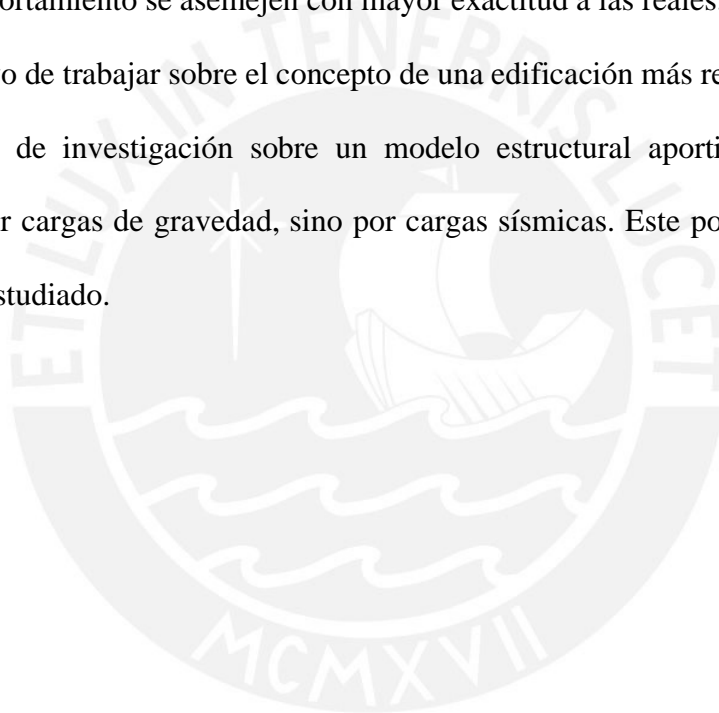
### 5.1 Conclusiones

1. En relación al proceso sistematizado de aplicación de *ISE*, el impacto del fenómeno en un pórtico de *CA*, de 4 niveles y 5 columnas apoyado sobre arena medianamente densa a densa, se ve reflejado en la reducción del margen de seguridad a flexión en vigas, donde los efectos de las solicitaciones exceden a las resistencias. Por otro lado, este efecto resulta casi imperceptible en el margen de seguridad a cortante en vigas y flexión, cortante y carga axial en columnas. Precisamente, la *ISE* no es decisiva frente a cortante en vigas debido a la baja magnitud de los cambios desfavorables,  $\Delta R_V(+)$ , que ocasiona en las secciones de estudio y el considerable margen de seguridad proveniente de la norma E.060, dado que las resistencias al corte suministradas por el concreto ( $V_c$ ) y los estribos ( $V_s$ ) son suficientes para soportar los efectos amplificados de las solicitaciones iniciales y las añadidas por la interacción. Asimismo, el fenómeno no es determinante en la seguridad estructural de las columnas en vista de las bajas magnitudes desfavorables de los  $\Delta R_M$ ,  $\Delta R_V$  y  $\Delta R_P$  y los altos márgenes de seguridad que resultan de la cuantía mínima de acero,  $\rho_{min}=1\%$ , exigida por la norma E.060 en el caso de flexión; las considerables resistencias al corte  $V_c$  y  $V_s$  en el caso de cortante y las resistencias a compresión aportadas por el concreto y el acero en el caso de carga axial. En tal sentido, se concluye que la incidencia de la *ISE* fue determinante y crítica en la seguridad estructural a flexión de las vigas del pórtico, relativo al primer procedimiento.

2. En referencia al impacto de la *ISE* sobre los  $\Delta R_M$  en vigas del pórtico trabajado en particular, este es máximo en las secciones extremas más alejadas entre sí, V Y-1 izquierda y V Y-4 derecha, y mínimo, e incluso favorable, en secciones centrales y cercanas a las extremas; al margen del considerable grado de seguridad que el acero mínimo de la norma E.060 atribuye a ciertas secciones. En ese sentido, se concluye que el efecto superior en las secciones mencionadas se debe a que las vigas extremas se encuentran afectadas por las distorsiones angulares de mayor magnitud entre zapatas del pórtico,  $\alpha_1=1/7299.3$  y  $\alpha_4=1/3948.7$ . Asimismo, es mínimo en las restantes dado que las vigas centrales experimentan las menores distorsiones angulares,  $\alpha_2=1/28571.4$  y  $\alpha_3=1/13850.4$ , a pesar de estar apoyadas sobre las zapatas de mayor asentamiento total.
3. Respecto a la progresión creciente de distorsiones angulares; debido a los altos valores de  $\Delta R_M$ , desde +74% hasta +103% en el conjunto 1, +23% a +30% en el conjunto 2, +47% a +95% en el conjunto 3, +101% a +165% en el conjunto 4 y +32% a +56% en el conjunto 5; y el exceso de  $R_{M2}$  a 100% al término del proceso, 148% a 204%, 110% a 127%, 85% a 138%, 136% a 200% y 97% a 126% en los conjuntos 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente; se concluye que el efecto de la *ISE* fue crítico y desfavorable frente a la seguridad a flexión de los 5 conjuntos estudiados de secciones de vigas. Asimismo, no es posible establecer un  $\alpha_2$  único desde el cual los elementos se convierten en inseguros, no obstante, se confirma la inseguridad de casi la totalidad de las secciones al ser  $\alpha_2=1/500$ .
4. Finalmente, se concluye que la *ISE* tiene una mayor repercusión en vigas que se encuentran a menor altura, más cercanas al nivel 0 m, y su impacto disminuye en función a ella; de igual forma, su efecto sobre la variación del parámetro de seguridad  $R_M$  obedece a un comportamiento exponencial a lo largo de la progresión.

## 5.2 Recomendaciones

1. Se propone complementar la investigación tomando en cuenta propiedades mecánicas reales de suelos. Ello con el fin de obtener resultados que puedan ser aplicados a proyectos o estudios de investigación de mayor precisión.
2. Se recomienda el uso de análisis numéricos que puedan reemplazar a los métodos analíticos utilizados para introducir la *ISE* en estructuras afines a la usada, de tal modo que las propiedades del suelo y su comportamiento se asemejen con mayor exactitud a las reales.
3. Con el objetivo de trabajar sobre el concepto de una edificación más realista, se recomienda desarrollar el tema de investigación sobre un modelo estructural aporticado tridimensional, afectado no solo por cargas de gravedad, sino por cargas sísmicas. Este podría ser un caso más crítico respecto al estudiado.



## 6. Bibliografía

Aguilar, Z., Lázares, F., Alarcón, S., Quispe, S., Uriarte, R., & Calderón, D. (2012). Actualización de la microzonificación sísmica de la ciudad de Lima. *The International Symposium For CISMID 25th Anniversary, Technological Advances And Learned Lessons From Last Great Earthquakes And Tsunamis In The World, No. TS-6-1*, 1-8.

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ.

Briaud, J. L. (2007). Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8), 905–920.

Burland, J. B., Burbidge, M. C., Wilson, E. J., & Terzagui, K. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 78(6), 1325–1381.

Calavera, J. (2005). *Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado* (2a ed.). Madrid, España: Intemac.

Cernica, J. N. (1995). *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*. New York, EEUU: Wiley.

Cier, R. J. (2015). *Procedimientos de Interpolación en el Cálculo de Asentamientos sobre Suelos Granulares usando el Método de Schmertmann*. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6626>.

Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4a ed.). México: Cengage Learning.

Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 96(SM 5), 1629–1653.

Fahey, M., & Carter, J. P. (1993). A Finite Element Study Of The Pressuremeter Test In Sand Using A Nonlinear Elastic Plastic Model. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(2), 348–362.

Lee, J., Eun, J., Prezzi, M., & Salgado, R. (2008). Strain Influence Diagrams for Settlement Estimation of Both Isolated and Multiple Footings in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(4), 417–427.

Lehane, B., & Cosgrove, E. (2000). Applying Triaxial Compression Stiffness Data To Settlement Prediction Of Shallow Foundations On Cohesionless Soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 143(4), 191–200.

Li, R. P., & Liu, J. (2012). Nonlinear Analysis of Settlement for Cohesionless Soil Foundations Based on In-Situ Tests. *Applied Mechanics and Materials*, 204, 107–114.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.050 “Suelos y Cimentaciones”*(N° 406).

<http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/53%20E.050%20SUELOS%20Y%20CIMENTACIONES.pdf>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 “Concreto Armado”*(N° 010).

<https://drive.google.com/file/d/1YygoHSNpu2-UfJLmSa-C1Wxr6oFAfCwA/view>

Ottazzi, G. (2018). *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (15a ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú: Fondo Editorial.

Picón, A. T., & Ruiz, L. C. A. (2019). *Análisis del problema de interacción suelo - estructura para un pórtico 2D en suelos granulares*. Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/14314>

Santos, J. (1980). Interacción Estática Suelo-Estructura. Modelos de Suelos Empleados. *Revista de Obras Públicas*, 127(3178), 181–191.

Schmertmann, J. H. (1970). Static Cone To Compute Static Settlement Over Sand. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 96(SM3), 1011-1043.

Schmertmann, J. H., Hartman, J. P., & Brown, P. R. (1978). Improved Strain Influence Factor Diagrams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 104(GT8), 1131–1135.

Sivakugan, N., Eckersley, J., & Li, H. (1998). Settlement Predictions Using Neural Networks. *Australian Civil Engineering Transactions*, 40, 49–52.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1978). *Mecánica de Suelos; en la Ingeniería Práctica* (2a ed.). Barcelona: El Ateneo.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3a ed.). New York: John Wiley & Sons.

Villarreal, G. (2009). *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas*. Lima.

Zegarra, J. (2016). *Mecánica de Suelos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.



## 7. Anexos

### Anexo A

Diagramas de Interacción de Columnas de una misma posición vertical:

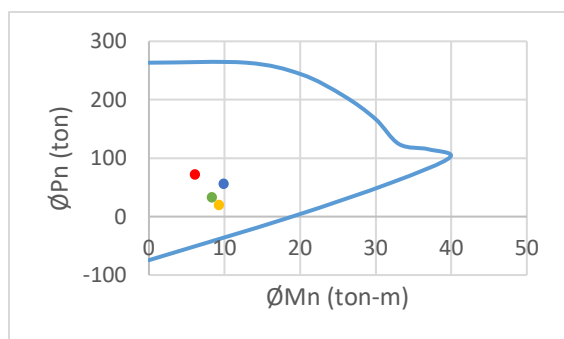


Figura A2 Diagrama de interacción de diseño de las columnas C 1-Y.

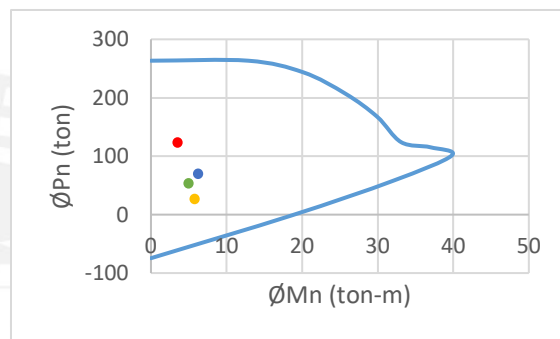


Figura A1 Diagrama de interacción de diseño de las columnas C 2-Y.

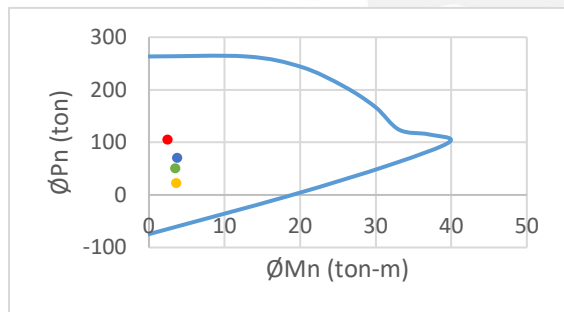


Figura A3 Diagrama de interacción de diseño de las columnas C 3-Y.

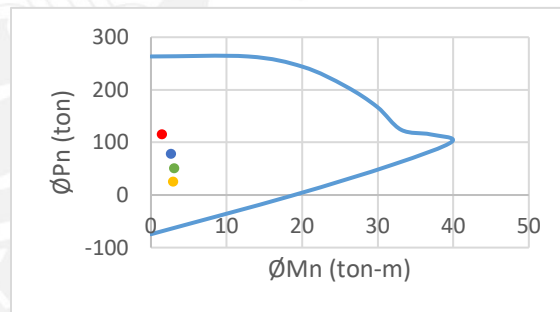


Figura A4 Diagrama de interacción de diseño de las columnas C 4-Y.

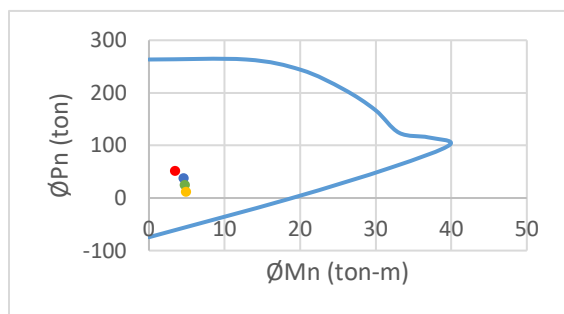


Figura A5 Diagrama de interacción de diseño de las columnas C 5-Y.

Donde:

C X-1 ● C X-2 ● C X-3 ● C X-4 ●

X ∈ [1,5] Y ∈ [1,4]

## Anexo B

Momentos requeridos en las secciones no críticas de las vigas durante el segundo procedimiento:

Tabla B1

*Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/20\ 000$ .*

Vigas	$M_{u\ izq.}$ (ton – m)	$M_{u\ cent.}$ (ton – m)	$M_{u\ der.}$ (ton – m)
V1-1	-	-	-12.09
V1-2	-	-0.04	-
V1-3	-	+6.96	-8.19
V1-4	-5.22	+4.33	-4.12
V2-1	-	-	-11.78
V2-2	-	+0.61	-
V2-3	-	+6.87	-7.81
V2-4	-4.08	+4.28	-5.39
V3-1	-	-	-11.54
V3-2	-	+0.69	-
V3-3	-	+6.92	-7.55
V3-4	-3.62	+4.34	-5.87
V4-1	-	-	-8.75
V4-2	-	-0.68	-
V4-3	-	+5.85	-5.49
V4-4	-3.34	+3.66	-3.36

Tabla B2

*Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/10\ 000$ .*

Vigas	$M_{u\ izq.}$ (ton – m)	$M_{u\ cent.}$ (ton – m)	$M_{u\ der.}$ (ton – m)
V1-1	-	-	-11.73
V1-2	-	+0.08	-
V1-3	-	+6.91	-8.12
V1-4	-5.27	+4.35	-4.06
V2-1	-	-	-11.44
V2-2	-	+0.71	-
V2-3	-	+6.85	-7.75
V2-4	-4.16	+4.27	-5.31
V3-1	-	-	-11.22
V3-2	-	+0.79	-
V3-3	-	+6.90	-7.51
V3-4	-3.69	+4.33	-5.80
V4-1	-	-	-8.46
V4-2	-	-0.64	-
V4-3	-	+5.82	-5.46
V4-4	-3.38	+3.67	-3.31

Tabla B3

*Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/5000$ .*

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton – m)
V1-1	-	-	-11.00
V1-2	-	+0.33	-
V1-3	-	+6.85	-7.99
V1-4	-5.36	+4.38	-3.94
V2-1	-	-	-10.76
V2-2	-	+0.93	-
V2-3	-	+6.81	-7.65
V2-4	-4.30	+4.26	-5.15
V3-1	-	-	-10.59
V3-2	-	+0.99	-
V3-3	-	+6.87	-7.44
V3-4	-3.83	+4.32	-5.65
V4-1	-	-	-7.88
V4-2	-	-0.50	-
V4-3	-	+5.75	-5.41
V4-4	-3.46	+3.69	-3.22

Tabla B4

*Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/2000$ .*

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton – m)
V1-1	-	-	-8.81
V1-2	-	+1.36	-
V1-3	-	+6.65	-7.59
V1-4	-5.65	+4.46	-3.57
V2-1	-	-	-8.72
V2-2	-	+1.88	-
V2-3	-	+6.69	-7.33
V2-4	-4.75	+4.23	-4.66
V3-1	-	-	-8.68
V3-2	-	+1.79	-
V3-3	-	+6.75	-7.23
V3-4	-4.26	+4.27	-5.19
V4-1	-	-	-6.12
V4-2	-	+0.28	-
V4-3	-	+5.54	-5.25
V4-4	-3.68	+3.75	-2.94

Tabla B5

*Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/1000$ .*

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton – m)
V1-1	-	-	-5.16
V1-2	-	0.00	-
V1-3	-	+6.33	-6.92
V1-4	-6.12	+4.61	-2.96
V2-1	-	-	-5.31
V2-2	-	+0.44	-
V2-3	-	+6.48	-6.80
V2-4	-5.48	+4.37	-3.85
V3-1	-	-	-5.50
V3-2	-	+0.85	-
V3-3	-	+6.56	-6.87
V3-4	-4.97	+4.26	-4.44
V4-1	-	-	-3.20
V4-2	-	-0.40	-
V4-3	-	+5.19	-4.98
V4-4	-4.06	+3.85	-2.48

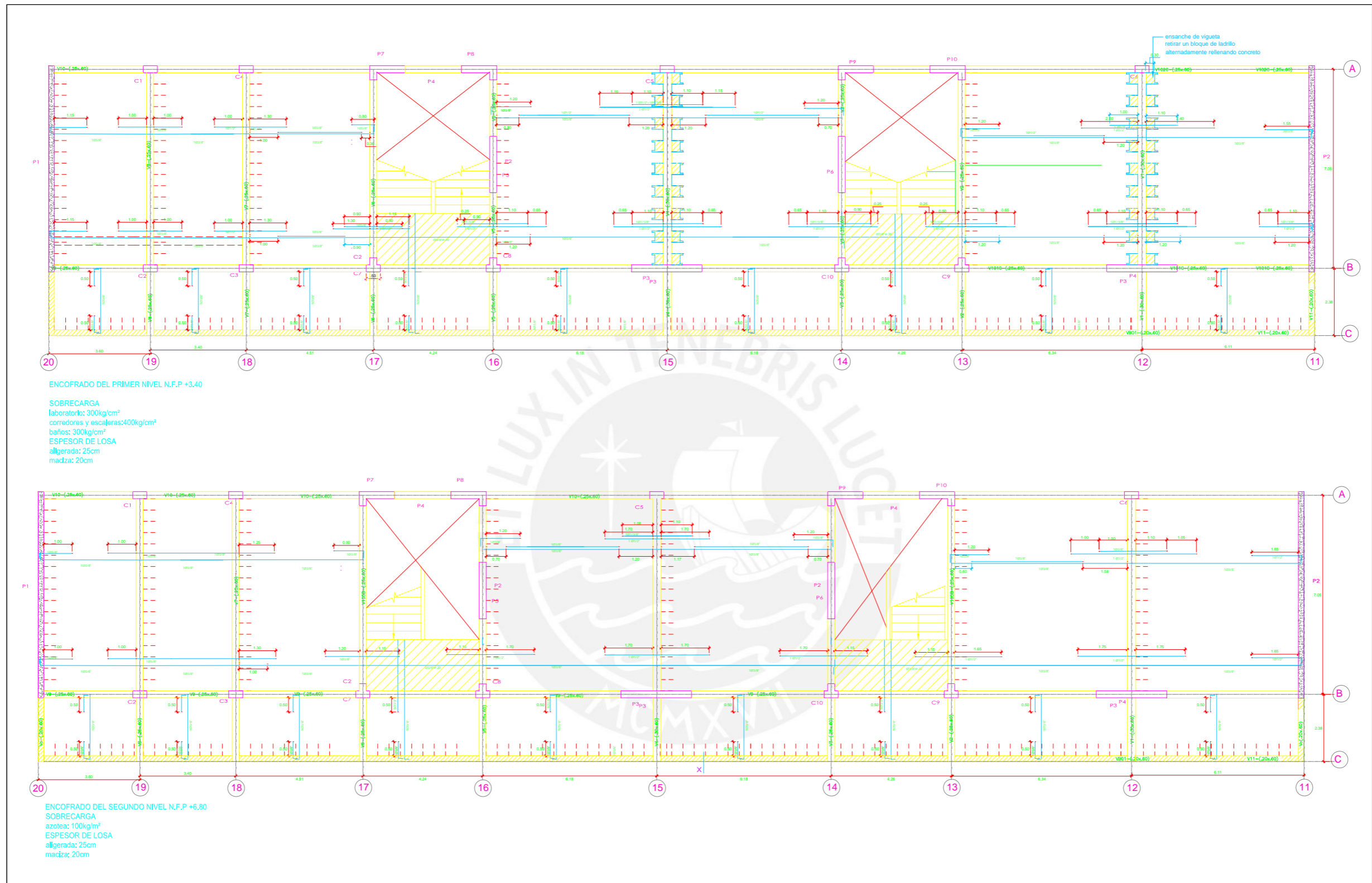
Tabla B6

*Momentos últimos en las vigas con  $\alpha_2=1/500$ .*

Vigas	$M_{u \text{ izq.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ cent.}}$ (ton – m)	$M_{u \text{ der.}}$ (ton – m)
V1-1	-	-	+2.14
V1-2	-	+0.50	-
V1-3	-	+5.69	-5.58
V1-4	-7.07	+4.91	-1.73
V2-1	-	-	+1.49
V2-2	-	+0.74	-
V2-3	-	+6.07	-5.73
V2-4	-6.96	+4.67	-2.23
V3-1	-	-	+0.87
V3-2	-	+0.92	-
V3-3	-	+6.18	-6.15
V3-4	-6.39	+4.51	-2.93
V4-1	-	-	+2.65
V4-2	-	+0.16	-
V4-3	-	+4.50	-4.45
V4-4	-4.82	+4.06	-1.55

### Anexo C

El análisis desarrollado en este anexo responde a la necesidad de definir la aplicabilidad de los resultados y conclusiones de la presente investigación frente al contexto real de una edificación en la ciudad de Lima. En síntesis, se determinó cuál de las envolventes de cargas, de sismo o de gravedad, fue predominante en las vigas principales de una edificación de concreto armado diseñada en la asignatura “Proyecto Integrador” de la PUCP, y de esa manera justificar el haber trabajado solo con cargas de gravedad en el pórtico gracias a la aplicabilidad de sus resultados. La edificación consistió en un pabellón de salas de cómputo de un colegio de educación secundaria ubicado en La Molina, Lima, cuyo sistema estructural estuvo compuesto por muros y pórticos, con sistema predominante de muros. Este contó con dos niveles y una azotea abierta y estuvo conformado por 4 ambientes de estudio y 4 baños. El procedimiento inició con el cálculo de los  $M_{ul}$  en las secciones de la mayoría de vigas principales del pabellón en el primer nivel, estos se calcularon teniendo en cuenta las siguientes combinaciones de cargas de gravedad y sismo:  $1.4CM + 1.7CV$ ,  $1.25(CM + CV) \pm CS$  y  $0.9CM \pm CS$ ; asimismo, se determinaron los  $\phi M_n$  en las secciones respectivas. Por último, se calcularon valores del parámetro de seguridad a flexión,  $R_{Ml}$ , en las combinaciones usadas y se determinó la envolvente de cargas que predominó en cada viga analizada. A continuación, se presenta el plano de encofrado en planta de los niveles de la edificación.



<b>GRUPO N° 04</b>		PABELLÓN DE CÓMPUTO		
PROYECTO: <b>PROYECTO INTEGRADOR</b>		PLANO DE ENCOFRADOS		
NOTAS: 1. LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS. 2. LAS ESCALAS Y DIMENSIONES DE ESTE PLANO ESTÁN HECHAS EN TAMAÑO A1.	ESCALA: -	FECHA: -	PLANO N°: <b>E-5</b>	REV. <b>000</b>

Figura C1 Plano de encofrado de los dos niveles del pabellón de cómputo.

Tabla C1

Análisis de la relevancia de cargas de gravedad o de sismo en el pabellón de salas de cómputo.

		Primer Nivel							
		Vigas	Cargas de Gravedad (1.4CM+1.7CV)			Combinación de Sismo (combinación mayor)			Envolvente
			Izq. (-)	Cent. (+)	Der. (-)	Izq. (-)	Cent. (+)	Der. (-)	
Eje 12	Único tramo	$M_{u1}$ (ton - m)	40.83	27.78	-	34.75	23.20	-	1.4CM + 1.7CV
		$M_n$ (ton - m)	41.86	35.11	-	41.86	35.11	-	
		$R_{M1} = M_{u1}/\emptyset M_n$	108.38%	87.91%	-	92.24%	73.42%	-	
Eje 13	Único tramo	$M_{u1}$ (ton - m)	26.51	12.33	21.58	24.06	10.47	20.40	1.4CM + 1.7CV
		$M_n$ (ton - m)	30.53	17.41	25.68	30.53	17.41	25.68	
		$R_{M1} = M_{u1}/\emptyset M_n$	96.48%	78.69%	93.37%	87.56%	66.82%	88.27%	
Eje 14	Tramo 1	$M_{u1-1}$ (ton - m)	7.87	2.00	5.14	10.61	4.58	9.80	1.25(CM + CV) ± CSY
		$M_{n-1}$ (ton - m)	27.69	11.87	11.87	27.69	11.87	11.87	
		$R_{M1-1} = M_{u1}/\emptyset M_n$	31.58%	18.72%	48.11%	42.57%	42.87%	91.73%	
	Tramo 2	$M_{u1-2}$ (ton - m)	3.54	1.22	0.14	10.51	2.70	7.76	
		$M_{n-2}$ (ton - m)	11.87	11.87	11.87	11.87	11.87	11.87	
		$R_{M1-2} = M_{u1}/\emptyset M_n$	33.14%	11.42%	1.31%	98.38%	25.27%	72.64%	
Eje 15	Único tramo	$M_{u1}$ (ton - m)	40.54	27.79	-	34.30	23.13	-	1.4CM + 1.7CV
		$M_n$ (ton - m)	41.86	45.76	-	41.86	45.76	-	
		$R_{M1} = M_{u1}/\emptyset M_n$	107.61%	67.48%	-	91.04%	56.16%	-	
Eje 16	Tramo 1	$M_{u1-1}$ (ton - m)	8.24	2.00	5.00	10.97	4.60	9.74	1.25(CM + CV) ± CSY
		$M_{n-1}$ (ton - m)	22.69	11.87	11.87	22.69	11.87	11.87	
		$R_{M1-1} = M_{u1}/\emptyset M_n$	40.35%	18.72%	46.80%	53.72%	43.06%	91.17%	
		$M_{u1-2}$ (ton - m)	3.53	1.22	0.13	10.58	2.72	7.83	





	$R_{M1-1} = M_{u1}/\emptyset M_n$	32.23%	16.34%	40.21%	73.08%	18.16%	75.62%	
Tramo 2	$M_{u1-2} (ton - m)$	4.05	2.49	5.82	10.95	3.60	14.65	1.25(CM + CV) $\pm$ CSX
	$M_{n-2} (ton - m)$	12.24	12.24	22.15	12.24	12.24	22.15	
	$R_{M1-2} = M_{u1}/\emptyset M_n$	36.76%	22.60%	29.19%	99.40%	32.68%	73.49%	
Tramo 3	$M_{u1-3} (ton - m)$	5.68	2.56	4.37	14.45	3.00	11.20	1.25(CM + CV) $\pm$ CSX
	$M_{n-3} (ton - m)$	22.15	12.24	12.24	22.15	12.24	12.24	
	$R_{M1-3} = M_{u1}/\emptyset M_n$	28.49%	23.24%	39.67%	72.49%	27.23%	101.67%	
Tramo 4	$M_{u1-4} (ton - m)$	4.65	1.80	3.32	8.34	2.00	7.27	1.25(CM + CV) $\pm$ CSX
	$M_{n-4} (ton - m)$	12.24	12.24	12.24	12.24	12.24	12.24	
	$R_{M1-4} = M_{u1}/\emptyset M_n$	42.21%	16.34%	30.14%	75.71%	18.16%	65.99%	

Los resultados muestran que, la combinación de cargas de gravedad fue la predominante en las vigas de los ejes 12, 13, 15, 17, 18 y 19, y la combinación mayor de cargas sísmicas, en las de los ejes 14, 16, A y B. En relación a ello, es preciso resaltar que, las vigas de los primeros 6 ejes mencionados forman parte de los pórticos de la estructura y las de los 4 ejes restantes integran el sistema de muros armados. En tal sentido, se evidencia que las cargas de gravedad tienen mayor incidencia en los pórticos de la edificación, y las de sismo, en las vigas del sistema de muros. Por lo tanto, se concluye que, los resultados y conclusiones de la presente tesis, en la que se investigó un pórtico sometido a cargas de gravedad, son válidos para las vigas que forman parte de pórticos dentro de edificaciones con sistemas estructurales duales o con predominio de muros, sistemas comunes en Lima, Perú.

