



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN CONCRETO
REFORZADO BAJO UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL, CON DISPOSICIÓN DE
MUROS EN EJES DONDE NO COMPROMETEN LA ARQUITECTURA**

AUTORES:

SEBASTIAN EDUARDO LEURO CAMACHO **CÓDIGO:** 503792

RAFAEL OCTAVIO QUEKANO CASALLAS **CÓDIGO:** 502410

DOCENTE DIRECTOR:

ING. MARISOL NEMOCON RUIZ

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE GRADO

BOGOTÁ, D. C. 10 DE NOVIEMBRE DE 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN CONCRETO
REFORZADO BAJO UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL, CON DISPOSICIÓN DE
MUROS EN EJES DONDE NO COMPROMETEN LA ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:

ING. MARISOL NEMOCON RUIZ

AUTORES:

SEBASTIAN EDUARDO LEURO CAMACHO **CÓDIGO:** 503792

RAFAEL OCTAVIO QUEKANO CASALLAS **CÓDIGO:** 502410

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
PROYECTO DE GRADO
BOGOTÁ, D. C. 10 DE NOVIEMBRE DE 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

TITULO DEL PROYECTO:

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN CONCRETO
REFORZADO BAJO UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL, CON DISPOSICIÓN DE
MUROS EN EJES DONDE NO COMPROMETEN LA ARQUITECTURA

PRESENTADO POR:

NOMBRE: SEBASTIAN EDUARDO LEURO CAMACHO **CÓDIGO:** 503792
NOMBRE: RAFAEL OCTAVIO QUEKANO CASALLAS **CÓDIGO:** 502410

DOCENTE DIRECTOR:

NOMBRE: MARISOL NEMOCON RUIZ

BOGOTÁ, D. C. 10 DE NOVIEMBRE DE 2017



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

Para leer el texto completo de la licencia, visita:

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/co/>

Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra

Bajo las condiciones siguientes:



Atribución — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



No Comercial — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.



Sin Obras Derivadas — No se puede alterar, transformar o generar una obra derivada a partir de esta obra.

Nota de Aceptación

Firma del Presidente de Jurado

Firma del Jurado

Firma del Jurado

BOGOTÁ, D. C. 10 DE NOVIEMBRE DE 2017

“El presente trabajo de grado va dedicado principalmente a Dios por darme el entendimiento, la capacidad y sabiduría para desarrollar esta investigación, a mi padre por todo su apoyo y dedicación por ser ese motor que me impulsa a esforzarme y seguir luchando por mis sueños y metas y a todas aquellas personas que de una u otra forma lograron incentivar todo mi proceso académico”.

Sebastian E. Leuro Camacho

“Este proyecto lo dedico especialmente a Dios padre y familia la cual fue el soporte e inspiración para realizar todo el esfuerzo y lucha para recibir de manera especial tan anhelado propósito de culminar mi carrera universitaria”.

Rafael O. Quekano Casallas

Agradecimientos

Primeramente doy las gracias a mi tutora, la Ingeniera Marisol Nemocon Ruiz ya que sin su ayuda y conocimientos no hubiese sido posible el desarrollo de este proyecto de grado, a mis familiares quienes me apoyaron en todo mi proceso en la Universidad en especial a mis abuelos Edilma Bernal y Edmundo Leuro y a mis Padres Viviana Camacho y Juan Andres Leuro, a mis compañeros y amigos con los que he compartido grandes momentos, al cuerpo de docentes de la Universidad Católica de Colombia en especial a los Ingenieros Felipe Santamaria Alzate, Yezid Sierra Alzate, Jaime Garzón y Javier Valencia Sierra quienes compartieron sus conocimientos y motivaron mi participación, aprendizaje y el interés por sus clases pues en mí concepto son los mejores ingenieros que tiene la Universidad, y por ultimo a todos aquellos que siguen estando cerca de mí y que le aportan algo positivo a mi vida y desarrollo como persona.

Sebastian E. Leuro Camacho

Tabla de Contenido

1. GENERALIDADES	17
1.1. ANTECEDENTES	18
1.2. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	21
1.3. OBJETIVOS.	22
1.3.1. General.	22
1.3.2. Específicos.	23
1.4. MARCO DE REFERENCIA.	23
1.4.1. Marco Legal.	23
1.4.2. Marco Teórico.	24
1.4.3. Marco Histórico.	45
1.4.4. Marco Conceptual.	50
1.4.5. Estado del Arte.	52
1.5. ALCANCES Y LIMITACIONES.	55
1.5.1. Alcances:	55
1.5.2. Limitaciones:	56
1.6. METODOLOGÍA.	56
2. DESARROLLO METODOLÓGICO	58
3. CONCLUSIONES	130
4. Recomendaciones	132
BIBLIOGRAFÍA.	133

Lista de Tablas

Tabla 1 - Verificación de altura crítica en las vigas	62
Tabla 2 - Altura crítica y base tomada para todas la vigas.....	63
Tabla 3 - Espesor de loseta superior.....	63
Tabla 4 - Separación máxima entre nervios.....	63
Tabla 5 - Cantidad de viguetas y casetones por vano.....	63
Tabla 6 - Avalúo de cargas piso tipo.....	65
Tabla 7 - Avalúo de cargas Cubierta.....	65
Tabla 8 - Valores de velocidades pico efectivas según decreto 523 de 16 de Diciembre de 2010.....	66
Tabla 9 - Cálculo del periodo aproximado T_a	67
Tabla 10 - Análisis de Fuerza Horizontal Equivalente.....	67
Tabla 11 - Análisis de Torsión accidental.....	67
Tabla 12 - Análisis Irregularidad Torsional Estructura 1.....	73
Tabla 13 - Análisis Irregularidad Torsional Estructura 2.....	74
Tabla 14 - Análisis Irregularidad Torsional Estructura 3.....	74
Tabla 15 - Desplazamientos Estructura 1.....	75
Tabla 16 - Desplazamientos Estructura 2.....	75
Tabla 17 - Desplazamientos Estructura 3.....	76
Tabla 18 - Comparación vigas de PISO 2.....	121
Tabla 19 - Comparación vigas de PISO 3.....	122
Tabla 20 - Comparación vigas de PISO 4.....	123
Tabla 21 - Comparación vigas de PISO 5.....	124
Tabla 22 - Comparación vigas de Cubierta.....	125
Tabla 23 - Comparación total de las vigas en las estructuras.....	125
Tabla 24 - Comparación columnas C2 y C17 en los tres edificios.....	127
Tabla 25 - Comparación columnas edificios 1 y 2.....	127
Tabla 26 - Comparación columnas edificios 2 y 3.....	128

Lista de Figuras

Figura A.2.6-1 - Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g	41
Figura A.2.9-1 - Variación del coeficiente de disipación de energía R	43

Lista de Imágenes

Imagen 1 – Sistema estructural con muros de cortante.....	25
Imagen 2 – Sistema estructural con pórticos dúctiles de Hormigón.....	25
Imagen 3 – Sistema estructural con pórticos de acero arriostrado.....	26
Imagen 4 – Disponibilidad de espacios en una estructura con pórticos dúctiles de hormigón.....	26
Imagen 5 – Sistema Dual.....	27
Imagen 6 – Sistema Combinado.....	27
Imagen 7: Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g	30
Imagen 8: Variación del coeficiente de disipación de energía R	32
Imagen 9 – Arquitectura con primera opción de muros estructurales.....	59
Imagen 10 – Arquitectura con segunda opción de muros estructurales.....	60
Imagen 11 – Arquitectura con tercera opción de muros estructurales.....	61
Imagen 12 - Planta modelo matemático Estructura 1.....	69
Imagen 13 - Alzado modelo matemático Estructura 1.....	69
Imagen 14 - Planta modelo matemático Estructura 2.....	71
Imagen 15 - Alzado modelo matemático Estructura 2.....	71
Imagen 16 - Planta modelo matemático Estructura 3.....	72
Imagen 17 - Alzado modelo matemático Estructura 3.....	72

Lista de Graficas

Grafico 1 - Espectro de diseño sísmico.....	66
Gráfica 2 - Comparación derivas en los tres edificios ΔX	75
Gráfica 3 - Comparación derivas en los tres edificios ΔY	76
Gráfica 4 - Comparación diagrama de cortante VGP201 en los tres edificios.	77
Gráfica 5 - Comparación diagrama de momento VGP201 en los tres edificios.....	77
Gráfica 6 - Comparación diagrama de cortante VGP202 en los tres edificios.....	78
Gráfica 7 - Comparación diagrama de momento VGP202 en los tres edificios.....	78
Gráfica 8 - Comparación diagrama de cortante VGP203 en los tres edificios.	79
Gráfica 9 - Comparación diagrama de momento VGP203 en los tres edificios.....	79
Gráfica 10 - Comparación diagrama de cortante VGP204 en los tres edificios.	80
Gráfica 11 - Comparación diagrama de momento VGP204 en los tres edificios.....	80
Gráfica 12 - Comparación diagrama de cortante VGP205 en los tres edificios.	81
Gráfica 13 - Comparación diagrama de momento VGP205 en los tres edificios.	81
Gráfica 14 - Comparación diagrama de cortante VGP206 en los tres edificios.	82
Gráfica 15 - Comparación diagrama de momento VGP206 en los tres edificios.....	82
Gráfica 16 - Comparación diagrama de cortante VGS207 en los tres edificios.....	83
Gráfica 17 - Comparación diagrama de momento VGS207 en los tres edificios.....	83
Gráfica 18 - Comparación diagrama de cortante VGS208 en los tres edificios.....	84
Gráfica 19 - Comparación diagrama de momento VGS208 en los tres edificios.....	84
Gráfica 20 - Comparación diagrama de cortante VGS209 en los tres edificios.....	85
Gráfica 21 - Comparación diagrama de momento VGS209 en los tres edificios.....	85
Gráfica 22 - Comparación diagrama de cortante VGP301 en los tres edificios.....	86
Gráfica 23 - Comparación diagrama de momento VGP301 en los tres edificios.....	86
Gráfica 24 - Comparación diagrama de cortante VGP302 en los tres edificios.....	87
Gráfica 25 - Comparación diagrama de momento VGP302 en los tres edificios.....	87
Gráfica 26 - Comparación diagrama de cortante VGP303 en los tres edificios.....	88
Gráfica 27 - Comparación diagrama de momento VGP303 en los tres edificios.....	88

Gráfica 28 - Comparación diagrama de cortante VGP304 en los tres edificios.....	89
Gráfica 29 - Comparación diagrama de momento VGP304 en los tres edificios.....	89
Gráfica 30 - Comparación diagrama de cortante VGP305 en los tres edificios.....	90
Gráfica 31 - Comparación diagrama de momento VGP305 en los tres edificios.....	90
Gráfica 32 - Comparación diagrama de cortante VGP306 en los tres edificios.....	91
Gráfica 33 - Comparación diagrama de momento VGP306 en los tres edificios.....	91
Gráfica 34 - Comparación diagrama de cortante VGS307 en los tres edificios.....	92
Gráfica 35 - Comparación diagrama de momento VGS307 en los tres edificios.....	92
Gráfica 36 - Comparación diagrama de cortante VGS308 en los tres edificios.....	93
Gráfica 37 - Comparación diagrama de momento VGS308 en los tres edificios.....	93
Gráfica 38 - Comparación diagrama de cortante VGS309 en los tres edificios.....	94
Gráfica 39 - Comparación diagrama de momento VGS309 en los tres edificios.....	94
Gráfica 40 - Comparación diagrama de cortante VGP401 en los tres edificios.....	95
Gráfica 41 - Comparación diagrama de momento VGP401 en los tres edificios.....	95
Gráfica 42 - Comparación diagrama de cortante VGP402 en los tres edificios.....	96
Gráfica 43 - Comparación diagrama de momento VGP402 en los tres edificios.....	96
Gráfica 44 - Comparación diagrama de cortante VGP403 en los tres edificios.....	97
Gráfica 45 - Comparación diagrama de momento VGP403 en los tres edificios.....	97
Gráfica 46 - Comparación diagrama de cortante VGP404 en los tres edificios.....	98
Gráfica 47 - Comparación diagrama de momento VGP404 en los tres edificios.....	98
Gráfica 48 - Comparación diagrama de cortante VGP405 en los tres edificios.....	99
Gráfica 49 - Comparación diagrama de momento VGP405 en los tres edificios.....	99
Gráfica 50 - Comparación diagrama de cortante VGP406 en los tres edificios.....	100
Gráfica 51 - Comparación diagrama de momento VGP406 en los tres edificios.....	100
Gráfica 52 - Comparación diagrama de cortante VGS407 en los tres edificios.....	101
Gráfica 53 - Comparación diagrama de momento VGS407 en los tres edificios.....	101
Gráfica 54 - Comparación diagrama de cortante VGS408 en los tres edificios.	102

Gráfica 55 - Comparación diagrama de momento VGS408 en los tres edificios.	102
Gráfica 56 - Comparación diagrama de cortante VGS409 en los tres edificios.	103
Gráfica 57 - Comparación diagrama de momento VGS409 en los tres edificios.	103
Gráfica 58 - Comparación diagrama de cortante VGP501 en los tres edificios.	104
Gráfica 59 - Comparación diagrama de momento VGP501 en los tres edificios.	104
Gráfica 60 - Comparación diagrama de cortante VGP502 en los tres edificios.	105
Gráfica 61 - Comparación diagrama de momento VGP502 en los tres edificios.	105
Gráfica 62 - Comparación diagrama de cortante VGP503 en los tres edificios.	106
Gráfica 63 - Comparación diagrama de momento VGP503 en los tres edificios.	106
Gráfica 64 - Comparación diagrama de cortante VGP504 en los tres edificios.	107
Gráfica 65 - Comparación diagrama de momento VGP504 en los tres edificios.	107
Gráfica 66 - Comparación diagrama de cortante VGP505 en los tres edificios.	108
Gráfica 67 - Comparación diagrama de momento VGP505 en los tres edificios.	108
Gráfica 68 - Comparación diagrama de cortante VGP506 en los tres edificios.	109
Gráfica 69 - Comparación diagrama de momento VGP506 en los tres edificios.	109
Gráfica 70 - Comparación diagrama de cortante VGS507 en los tres edificios.	110
Gráfica 71 - Comparación diagrama de momento VGS507 en los tres edificios.	110

Gráfica 72 - Comparación diagrama de cortante VGS508 en los tres edificios.	111
Gráfica 73 - Comparación diagrama de momento VGS508 en los tres edificios.	111
Gráfica 74 - Comparación diagrama de cortante VGS509 en los tres edificios.	112
Gráfica 75 - Comparación diagrama de momento VGS509 en los tres edificios.	112
Gráfica 76 - Comparación diagrama de cortante VGP601 en los tres edificios.	113
Gráfica 77 - Comparación diagrama de momento VGP601 en los tres edificios.	113
Gráfica 78 - Comparación diagrama de cortante VGP602 en los tres edificios.	114
Gráfica 79 - Comparación diagrama de momento VGP602 en los tres edificios.	114
Gráfica 80 - Comparación diagrama de cortante VGP603 en los tres edificios.	115
Gráfica 81 - Comparación diagrama de momento VGP603 en los tres edificios.	115
Gráfica 82 - Comparación diagrama de cortante VGP604 en los tres edificios.	116
Gráfica 83 - Comparación diagrama de momento VGP604 en los tres edificios.	116
Gráfica 84 - Comparación diagrama de cortante VGP605 en los tres edificios.	117
Gráfica 85 - Comparación diagrama de momento VGP605 en los tres edificios.	117
Gráfica 86 - Comparación diagrama de cortante VGP606 en los tres edificios.	118
Gráfica 87 - Comparación diagrama de momento VGP606 en los tres edificios.	118
Gráfica 88 - Comparación diagrama de cortante VGS607 en los tres edificios.	119

Gráfica 89 - Comparación diagrama de momento VGS607 en los tres edificios.	119
Gráfica 90 - Comparación diagrama de cortante VGS608 en los tres edificios.	120
Gráfica 91 - Comparación diagrama de momento VGS608 en los tres edificios.	120
Gráfica 92 - Comparación diagrama de cortante VGS609 en los tres edificios.	121
Gráfica 93 - Comparación diagrama de momento VGS609 en los tres edificios.	121
Gráfica 94 - Comparación vigas de PISO 2.....	122
Gráfica 95 - Comparación vigas de PISO 3.....	123
Gráfica 96 - Comparación vigas de PISO 4.....	124
Gráfica 97 - Comparación vigas de PISO 5.....	124
Gráfica 98 - Comparación vigas de Cubierta.....	125
Gráfica 99 - Comparación total de las vigas en las estructuras.....	126
Gráfica 100 - Comparación diagrama de cortante columnas C2 y C17 en los tres edificios.	126
Gráfica 101 - Comparación diagrama de momento columnas C2 y C17 en los tres edificios.	127
Gráfica 102 - Comparación columnas edificios 1 y 2.....	128
Gráfica 103 - Comparación columnas edificios 2 y 3.....	128

ANEXOS

Anexo A Tablas con el pre-dimensionamiento de todos los componentes de las estructuras.

Anexo B Tablas de análisis sismo resistente (FHE y Torsión Accidental).

Anexo C Espectro de Diseño.

Anexo D 6 Modelos matemáticos realizados en el programa estructural ETABS 2016.

Anexo E Tablas de resultados y resumen del análisis realizado por el programa ETABS 2016.

Anexo F Tabla de análisis de derivas en las tres edificaciones.

Anexo F Tablas de análisis de irregularidades en planta.

Anexo G Tablas de datos y diagramas de cortante y momentos flector de cada uno de los miembros tipo vigas de las tres estructuras.

Anexo H Tablas con graficas comparativas de los resultados obtenidos del análisis de las vigas en las tres estructuras.

Anexo I Tablas de datos y diagramas de cortante y momentos flector de cada uno de los elementos tipo columna de las tres estructuras.

Anexo J Tablas con graficas comparativas de los resultados obtenidos del análisis de las columnas en las tres estructuras.

Anexo K Planos plantas Arquitectónicas

Anexo L Planos plantas Estructurales

1. GENERALIDADES

El presente proyecto desarrolla su investigación hacia el diseño de edificaciones con sistema estructural a base de pórticos de concreto reforzado con disposición de muros estructurales (Sistema Estructural Dual) en la ciudad de Bogotá D.C., con el fin de realizar una comparación desde su análisis sismo resistente, las fuerzas y deformaciones y un modelo matemático, para poder así determinar de qué manera se optimiza la rigidez de la estructura.

La estructura estará compuesta de un concreto reforzado convencional, a fin de concluir cuál de las tres propuestas de disposición de muros estructurales cumple con los requerimientos y diseños solicitados y adicionalmente que cumpla con la viabilidad económica de un proyecto de vivienda, cumpliendo a cabalidad con la Norma Sismo Resistente NSR 10.

El método empleado en el trabajo es: tres diseños con modelo matemático para cada caso de estudio, y en los cuales se pretende como primera medida establecer las dimensiones de cada uno de los elementos que componen la estructura, como por ejemplo vigas, columnas, losas, etc. Luego de esto, se procede a determinar en qué zona de amenaza sísmica va a ser implementada la estructura en este caso como se encuentra ubicado en la ciudad de Bogotá se determinara dependiendo a la microzonificación implementada en la ciudad, esto con el fin de poder generar el diseño de las fuerzas sísmicas a las cuales se verá expuesta la estructura, como tercera medida serán establecidas las diferentes posiciones en las que serán implementados los muros estructurales para cada una de las tres estructuras, se realizara el dimensionamiento de los elementos, se modelaran en el software de diseño matemático ETABS y se extraerán los resultados de derivas, momentos flectores y cortante para los elementos tipo pórtico, viga y columna bajo los cuales se pretende realizar el estudio.

Adicional a esto, se puede observar que los diseños de este proyecto tienen una serie de limitaciones, los cuales inicialmente se ven, el poco tiempo con el que se cuenta en el semestre para su desarrollo, otro de los aspectos limitantes es que no se contará con estudio de suelos tomado en campo ni tampoco con un levantamiento topográfico de la zona en la que se piensa será implementada la estructura.

1.1. ANTECEDENTES

En el transcurso del diseño de estructuras en concreto reforzado se han presentado grandes comportamientos de falla en elementos principales de las edificaciones, colapsos parciales y totales, esto a consecuencia de un análisis de diseño sismo resistente no adecuado. Por esta razón se ha venido trabajando desde tiempo atrás con una gran variedad de metodologías de mejora continua para el diseño de edificaciones, en los cuales se ha optado por realizar pruebas a los elementos y la estructura en general, con el fin de determinar que comportamientos presentan y como se puede sacar un mejor provecho frente a situaciones en las que esté presente una acción sísmica.

Desde hace varios años se ha optado por la implementación de sistemas constructivos tipo pórtico, convirtiéndolo en uno de los métodos más predominantes de los últimos tiempos, estos sistemas aportan para la construcción de edificaciones una estructura y un diseño ergonómico, práctico de construir. Adicionalmente, las estructuras con sistema constructivo tipo pórtico brindan la posibilidad de que, si se desea reforzar algún punto de la estructura en su proceso constructivo o de diseño, aporta la facilidad al diseñador y al constructor de poder implementar o adicionar algún método diferente, un claro ejemplo son los muros estructurales los cuales también serán implementados en el presente proyecto de forma estratégica. (Weng & Hai Tan, 2016)

El sistema constructivo combinado en el cual se tiene presencia de pórticos y muros estructurales ofrece características por medio de las cuales se puede apreciar un alto nivel de rigidez, el cual garantiza que la estructura pueda soportar de una mejor forma las cargas de sismo y viento presentes en su ambiente, también ofrece mejores rendimientos constructivos y comportamientos óptimos de la estructura en comparación con los diferentes tipos de sistemas constructivos que se conocen.

En el informe final de la Comisión real de terremotos de Canterbury del año 2013, se puede apreciar que para estructuras de hormigón armado en voladizo se presentaron fallas en una capacidad de ductilidad inferior a la esperada debido a una región de concentración de la plasticidad del elemento dentro de una altura muy limitada y cerca de la ubicación de las grietas primarias en la base de los muros.

Partiendo de este análisis las normas canadienses adoptaron un diseño para muros en RC (Muros en Concreto Reforzado) en el cual especifican una carga vertical mínima de 0.25% ($Q_v\%$) con el cual se procede a estudiar el comportamiento sísmico de muros en RC, con diferentes relaciones de esfuerzo tanto vertical como transversal. Para el análisis se realizó la construcción de 6 muros semicirculares con un desplazamiento controlado y con presencia de cargas cíclicas.

Dichos muros cuentan con tres configuraciones diferentes en su sección transversal como lo son rectangulares, de brida y de borde, a los cuales se les realizó un ensayo con diferentes características de diseño específicas para cada sección, con el fin de evaluar la ductilidad presente en cada caso.

En este sentido la ductilidad definida como la capacidad de los muros para ser sometidos a deformaciones inelásticas con degradación arrojó como resultado que la deriva final al 20% de degradación de la resistencia final tuvo una variabilidad entre el 0.9% y el 1.6%, en el que presentó además una ductilidad de desplazamiento de nivel final, el cual osciló aproximadamente entre 4.0 y 6.0.

Concluyendo, el estudio determinó que los muros con reborde y con elementos fronterizos, los cuales fueron diseñados para desarrollar casi la misma capacidad que la de muros rectangulares, muestran un comportamiento sísmico del tipo de muro rectangular en el que se encontró que era superior a la de sus contrapartes rectangulares con respecto tanto al desplazamiento final, capacidad y ductilidad.

Además, utilizando las bridas y los muros con elementos de contorno, arrojó como resultado una reducción de aproximadamente el 30% de la armadura vertical en comparación con la de un muro rectangular cuando se diseñan para resistir las mismas cargas laterales mientras que llevan cargas de gravedad idénticas. En adición, los resultados indicaron que los muros con baja relación de refuerzo vertical pueden experimentar menor ductilidad. (El-Azizy & otros, 2015)

Por otro lado, los muros estructurales de hormigón armado son usados comúnmente para proporcionar una mayor resistencia lateral y mayor rigidez, con el fin de que puedan resistir cargas laterales de viento o sismo. Los muros delgados usualmente requieren una mayor cantidad de refuerzo longitudinal en sus límites para satisfacer los requisitos de fuerza lateral de los códigos o normas; por lo tanto, la implementación de muros de hormigón armado en donde el refuerzo longitudinal en los límites es sustituido por una sección de acero estructural, es una alternativa potencialmente atractiva.

Un estudio realizado por estudiantes de ingeniería civil de Chile y Estados Unidos presenta resultados de un programa en donde son generados ensayos de cargas combinadas, de gravedad y laterales de estructuras de muros delgados, en donde las variables de prueba primarias incluyeron variar el tamaño de la sección de acero estructural y la cantidad del refuerzo transversal proporcionado en los límites del muro.

Aunque en los modelos se presente resbalamiento del acero estructural para los modelos, se obtuvo como resultado un comportamiento de hasta un 2% de deriva lateral, incluso para un modelo con confinamiento moderado en los muros de frontera. (Massone, Sayre y Wallace, 2017)

Para el presente proyecto se pretende justificar el comportamiento de la estructura con muros estructurales en diferentes posiciones del área a intervenir, para esto se implementará una clasificación de las geometrías presentes en los muros, sus diferentes alturas y anchos, esto con el fin de aumentar o disminuir la probabilidad de falla en los mismos. Con este sistema constructivo se pretende comprobar la efectividad de la presencia de los muros en la estructura garantizando que la misma obtenga una mayor rigidez y que sea capaz de soportar de una manera más óptima la aplicabilidad de la fuerza horizontal equivalente a la cual se verá expuesta.

1.2. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

Desde la aparición de los sistemas constructivos de tipo pórtico y sistemas constructivos duales, diferentes entidades tanto gubernamentales, como públicas y particulares han realizado una serie de estudios y análisis mediante los cuales se han determinado mejores formas de realizar los procesos constructivos para estos tipos de sistemas, adicional a esto también se han llevado a cabo pruebas de la rigidez y la resistencia de los elementos que componen las estructuras construidas bajo los criterios de estos sistemas constructivos.

De esta forma en el presente proyecto se pretende abarcar un análisis de cómo es el comportamiento de estructuras tipo dual, mediante un modelo matemático en el cual se verán incluidos muros estructurales en diferentes posiciones con los cuales se pretende obtener un resultado positivo, óptimo y eficiente, en cuanto a cual es o debe ser la mejor disposición de los mismos en estructuras de este tipo, para poder generar una mayor rigidez y un mejor comportamiento de la estructura frente a

fuerzas sísmicas presentes en la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá D.C.

Para esto se llevará un proceso en el cual se realizará el análisis y diseño de la edificación y se plantearán esquemas para una distribución de tensiones en los muros con disposiciones simétricas y asimétricas, para poder alternar los espacios que atraviesan, sus máximos tamaños y espesores con el fin de representar las ubicaciones más óptimas de estos en la estructura generando de igual manera una construcción más segura.

La disposición de los muros en la estructura interfiere en el efecto torsional inducido por las fuerzas de sismo, así mismo, una adecuada distribución puede contribuir con los costos y la respuesta efectiva de la estructura, por lo anterior se es preciso plantear: ¿cuál será la mejor forma de disponer muros estructurales en una estructura tipo pórtico, brindando así un grado de optimización de la rigidez y a su vez una mayor sismo resistencia en las estructuras?

1.3. OBJETIVOS.

1.3.1. General.

Realizar el análisis del comportamiento estructural de un edificio en concreto reforzado, mediante el método de diseño de la fuerza horizontal equivalente (FHE), con muros estructurales diferentes con el fin de verificar cuál de las tres opciones es la más eficiente en cuanto a rigidez y trabajo en conjunto de pórticos con muros estructurales.

1.3.2. Específicos.

- Realizar el diseño estructural de una edificación con sistema estructural tipo pórtico en concreto reforzado en el que se localizarán muros estructurales en ejes donde no comprometen la arquitectura.
- Realizar los modelos matemáticos para cada una de las alternativas con el fin de observar y analizar el comportamiento de las mismas.
- Realizar una comparación detallada de los elementos estructurales que las conforman y determinar cuál disposición de muros estructurales minimiza la aplicabilidad de la FHE cuando trabajan en conjunto los pórticos y los muros estructurales en la estructura y cuál de las tres tiene mejor respuesta ante fuerzas internas.

1.4. MARCO DE REFERENCIA.

1.4.1. Marco Legal.

Para la preparación del proyecto de investigación el marco normativo vigente considerado es el siguiente:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 – (Ley 400 de 1997) y sus modificaciones.
- Decreto 092 de 2011 (17 enero), por el cual se modifica el Decreto 926 de 2010.
- Decreto 926 de 2010 (19 de marzo), por el cual se establecen los requisitos de carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-10.
- Decreto 523 de 2010 (16 de diciembre), por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.
- ACI 318

1.4.2. Marco Teórico.

Los sistemas estructurales en Colombia se encuentran identificados y definidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 – (Ley 400 de 1997) en su Título A, en donde se encuentra su definición y la de cada uno de los tipos de sistemas estructurales, como se muestra a continuación:

A.3.2 – TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES – Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

A.3.2.1.1 – Sistema de muros de carga – Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.

A.3.2.1.2 – Sistema combinado – Es un sistema estructural, en el cual:

- a)** Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- b)** Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

A.3.2.1.3 – Sistema de pórtico – Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

A.3.2.1.4 – Sistema dual – Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
- c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menos del 75 por ciento del cortante en la base. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, NSR-10, Bogotá, 2010, A-41 p.)

Adicional al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 – (Ley 400 de 1997) en su Título A, se puede apreciar los tipos de sistemas

estructurales según (Rochel, 2012) en su Libro de Análisis y Diseño Sísmico de Edificios como se expone a continuación:

La configuración estructural tiene que ver con la geometría en planta y en altura de la edificación, con la distribución de las masas, con tamaño relativo de elementos estructurales que la conforman y sus uniones.

Edificios asimétricos, con irregularidades, han sufrido mucho más daño por sismos que edificaciones simétricas; por ello, los códigos de construcción penalizan la utilización de configuraciones irregulares, en planta y elevación, y recomiendan el empleo de una configuración regular. Entre más sencilla sea la configuración más real es el modelo matemático de la estructura.

Los sistemas estructurales más comunes y aceptados por los códigos de construcción son los siguientes:

Sistema de muros: En este sistema los muros soportan tanto las cargas verticales como las horizontales. Los muros que soportan las cargas verticales son denominados muros de carga; mientras que los que soportan las cargas horizontales son designados como muros estructurales reforzados. En este tipo de sistema no existen columnas ni vigas, y si se presentan son pocas y transmiten cargas muy pequeñas. Este sistema es muy utilizado en estructuras de Mampostería o de concreto reforzado (sistema túnel). (Rochel, 2012)

Imagen 1 – Sistema estructural con muros de cortante



(Rochel, 2012)

Sistema de Pórticos dúctiles a flexión: Consiste en un pórtico tridimensional de alta ductilidad que soporta las cargas por la flexión de las vigas y las columnas, tanto para cargas verticales como horizontales. Este pórtico puede tener ductilidad intermedia o alta (especial). Los pórticos con alta ductilidad requieren un detallado muy especial del refuerzo, tanto en los elementos como en las uniones. Este sistema es común en acero y en hormigón reforzado. (Rochel, 2012)

Imagen 2 – Sistema estructural con pórticos dúctiles de Hormigón



(Rochel, 2012)

Sistema de Pórticos: En este sistema los pórticos soportan las cargas verticales, y las horizontales son soportadas por pórticos arriostrados con diagonales. Es un sistema muy utilizado en estructuras de acero. (Rochel, 2012)

Imagen 3 – Sistema estructural con pórticos de acero arriostrado



(Rochel, 2012)

Imagen 4 – Disponibilidad de espacios en una estructura con pórticos dúctiles de hormigón



(Rochel, 2012)

Sistema Dual: Consiste en un pórtico tridimensional acoplado con muros estructurales, ambos de alta ductilidad y resistencia. Los pórticos deben soportar al menos el 25% de las cargas horizontales. El pórtico acoplado con los muros estructurales debe soportar la totalidad de las cargas laterales. (Rochel, 2012)

Imagen 5 – Sistema Dual



(blog 306° en concreto, ventajas y usos más frecuentes de los sistemas: combinado y dual [en línea], Bogotá, [citado 09 noviembre 2017], Disponible en internet: <<http://blog.360gradosenconcreto.com/ventajas-usos-mas-frecuentes-los-sistemas-combinado-dual/>>)

Sistema Combinado: Consiste en un pórtico tridimensional acoplado con muros estructurales, ambos de alta ductilidad y resistencia en los cuales los pórticos no alcanzan a soportar el 25% de la carga horizontal. (Rochel, 2012)

Imagen 6 – Sistema Combinado



(blog 306° en concreto, ventajas y usos más frecuentes de los sistemas: combinado y dual [en línea], Bogotá, [citado 09 noviembre 2017], Disponible en internet: <<http://blog.360gradosenconcreto.com/ventajas-usos-mas-frecuentes-los-sistemas-combinado-dual/>>)

Cuando ya se tiene una definición clara de cada uno de los sistemas constructivos, se procede a realizar un análisis de la torsión en el piso o torsión accidental presente en las edificaciones, la cual no debe de ser mayor a un 5% de la dimensión de la estructura y que debe ser considerada dentro del diseño a cortante de los elementos verticales de la edificación, adicional a esto también se debe tener en cuenta que la estructura no presente irregularidades tanto en planta como en altura, ya que esto conllevaría a que se deba tener en cuenta un margen de corrección de la torsión con unos coeficientes de ampliación los cuales se encuentran explicados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 como se muestra a continuación:

A.3.6.7 — TORSIÓN EN EL PISO — En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano. En caso de realizarse análisis dinámico, el análisis mismo reflejará los efectos de las torsiones que se tengan en la estructura, quedando a opción diseñador si en él involucra o no condiciones de torsión accidental. En el caso que se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, para la consideración de la torsión en el piso deben cumplirse los requisitos de A.3.6.7.1 a A.3.6.7.3, descritos a continuación.

A.3.6.7.1 - Torsión accidental - Debe suponerse que la masa de todos los pisos esta desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculando de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. EL efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos

verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x , multiplicándola por un coeficiente de amplificación, A_x , determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right]^2 \leq 3.0 \quad (A.3.6-2)$$

A.3.6.7.2 — Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez — Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

- a) **Diafragma flexible** — El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas (F_s), es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento.
- b) **Diafragma rígido en su propio plano** — El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos 2P y 3P la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el

comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación.

A.3.6.7.3 — Torsión de diseño — El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel. (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010)

Adicional a lo planteado en al NSR – 10 y según (Segura, 2012) en su libro de Estructuras de Concreto I, el autor da una breve explicación de lo que es la torsión accidental en las estructuras de concreto como se relaciona a continuación:

Torsión Accidental

Se puede definir como el efecto de fuerzas exteriores torsionales que “tienden a retorcer al elemento con respecto a su eje longitudinal”.

Se consideran dos clases de torsión:

1. Torsión Primaria: Llamada también torsión de equilibrio o torsión estáticamente determinada, y se presenta cuando la carga externa no puede ser resistida sino por la torsión, como por ejemplo la existente sobre la viga que soporta una losa en voladizo.
2. Torsión Secundaria: Llamada también torsión por compatibilidad o torsión estáticamente indeterminada y se presenta a partir de los requisitos de continuidad o de compatibilidad de deformaciones entre

las partes adyacentes de una estructura, como por ejemplo la torsión provocada en la viga perimetral que soporta las cargas de las viguetas que allí terminan.

Según la Norma Sismo Resistente (NSR-10) para el diseño de la armadura a torsión el primer paso es determinar si la torsión deberá ser considerada “se permite despreciar los efectos de la torsión si el momento torsional mayorado T_u es menor que:

$$T_u < \Phi * 0.083 * \sqrt{f_c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

T_u = Momento de torsión mayorado en la sección.

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto, en mm².

P_{cp} = Perímetro exterior de la sección transversal de concreto A_{cp} , en mm.

Φ = Factor de reducción de resistencia igual a 0.75 para torsión.”

Si se determina que la torsión debe ser considerada se procede a verificar que la sección sea suficiente, para lo cual debe cumplirse que:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w * d} \right)^2 + \left(\frac{T_u * p_h}{1.7 * A_{oh}^2} \right)^2} \leq \Phi * \left(\frac{V_c}{b_w * d} + 0.66 * \sqrt{f_c} \right)$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección, en MPa.

p_h = Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para torsión, en mm.

A_{oh} = Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para recibir torsión expresada en mm².

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, en MPa.

Si la sección es suficiente, el siguiente paso es determinar el refuerzo transversal para torsión a partir de:

$$\phi T_n > T_U$$

$$T_n = \frac{2 * A_o * A_t * f_{yt}}{S} * \cos \theta \geq \frac{T_U}{\phi}$$

T_n = Resistencia nominal a la torsión.

A_o = Área bruta encerrada por la trayectoria del flujo de cortante, expresada en mm². Se puede tomar como 0.85A_{oh}.

A_t = Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión, con un espaciamiento S, expresada en mm².

F_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal para torsión, expresada en MPa.

S = Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo a cortante o a torsión en una dirección paralela al refuerzo longitudinal, expresado en mm.

Θ = Ángulo entre el eje de las diagonales de compresión en la analogía de celosía para torsión, en grados. No debe tomarse menor de 300 ni mayor de 600. Se puede tomar Θ=450.

El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre:

$$\frac{P_h}{8} \text{ y } 300\text{mm}$$

El área mínima de estribos cerrados combinada con la correspondiente a la fuerza cortante debe cumplir:

$$A_v + 2A_t = 0.62 * \sqrt{f_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \geq \frac{(0.35 * b_w * s)}{f_{yt}}$$

Av = Área del refuerzo de cortante con un espaciamiento s, expresado en mm².

bw = Ancho del alma, en mm.

Para el cálculo del refuerzo longitudinal para torsión, especificando el área mínima total de dicho refuerzo:

$$A_{l_{min}} = \frac{0.42 * \sqrt{f_c} * A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) * p_h * \frac{f_{yt}}{f_y}$$

fy = Resistencia especificada a la fluencia fy del refuerzo longitudinal para torsión, en MPa.

At / s = No debe tomarse menor que 0.175bw / fyt en donde fyt se refiere al refuerzo transversal cerrado para torsión.

El refuerzo debe ser distribuido alrededor del perímetro de los estribos cerrados con un espaciamiento máximo de 300 mm. Las barras longitudinales deben colocarse dentro de los estribos, teniendo por lo menos una barra longitudinal en cada esquina del estribo. Las barras longitudinales deben tener un diámetro al menos 0.042 veces el espaciamiento entre estribos y no menor a barras No 3 (3/8") o 10M (10mm).

El refuerzo longitudinal y transversal a torsión debe llevarse por una distancia mayor a (bt + d), más allá del punto donde ya no se necesite por análisis, en donde bt es el ancho de la sección transversal del elemento que contiene los estribos cerrados que resisten la torsión. (Segura, 1999)

El siguiente paso es realizar una consulta de los métodos de análisis que pueden ser tenidos en cuenta para un diseño estructural caso en el cual se puede observar que según (Rochel, 2012) en su libro de Análisis y Diseño Sísmico De Edificios y también según (NSR-10,2010) se pueden apreciar

diferentes tipos o métodos de análisis para estructuras cómo se relaciona a continuación:

Métodos de análisis:

El efecto de las fuerzas sísmicas sobre la estructura debe evaluarse por medio del análisis de un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente las características del sistema estructural. El análisis realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural debe tener en cuenta, como mínimo:

- Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se trabaje con elementos combinados verticalmente y de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez.
- Para que la estructura pueda ser considerada por el efecto de diafragmas se debe evaluar la misma para determinar si su comportamiento es rígido o flexible.
- La variación de las fuerzas axiales en elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causados por las fuerzas sísmicas.
- Los efectos torsionales.
- Los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica.
- Que el grado de fisuras de los elementos sea compatible con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía. (Rochel, 2012)

Como resultado del análisis de la estructura debe obtenerse, como mínimo:

- Los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales que se emplean para evaluar si la estructura cumple con los requisitos exigidos.

- La distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.
- Los efectos de la fuerza sísmica en la cimentación.
- Las fuerzas internas, momentos flectores, momentos torsores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales para todos los elementos del sistema de resistencia sísmica. (Rochel, 2012)

Los métodos de análisis reconocidos por la NSR-10 (A.3.4 – Métodos de Análisis) son los siguientes:

A.3.4.2.1 — Método de la fuerza horizontal equivalente — Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

- a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja.
- b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.
- c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de 2TC.
- d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base,
- e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3. (NSR-10, 2010)

Para este método la magnitud de las cargas está basada en factores, expresiones y en la suposición de que el comportamiento estructural está controlado por el primer modo de vibrar, Es el procedimiento más general para el

análisis de estructuras regulares. Este método no es recomendable para estructuras irregulares o críticas localizadas en zonas sísmicas.

Método de análisis dinámico elástico:

A.3.4.2.2 — Método del análisis dinámico elástico — Debe utilizarse el método del análisis dinámico elástico en todas las edificaciones que no estén cubiertas por A.3.4.2.1, incluyendo las siguientes:

- a) Edificaciones de más de 20 niveles o de más de 60 m de altura, exceptuando las edificaciones mencionadas en A.3.4.2.1 (a) y (b).
- b) Edificaciones que tengan irregularidades verticales de los tipos 1aA, 1bA, 2A y 3A, tal como se definen en A.3.3.5.
- c) Edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5, exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3.
- d) Edificaciones de más de 5 niveles o de más de 20 m de altura, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de lo prescrito en A.3.2.4.3.

Estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de $2T_C$ (Período Corto). En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el Capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base. (NSR-10, 2010)

En el método dinámico la magnitud y distribución de las cargas son funciones de las características dinámicas de la estructura y del sismo de diseño. En la determinación de las cargas y en su distribución se incluyen los efectos de la geometría, condiciones de apoyo, materiales y distribución de las masas.

La diferencia entre estos dos métodos de análisis está en la manera en cómo las cargas laterales son determinadas y aplicadas a lo largo de la altura de la estructura.

- **Método de análisis dinámico inelástico:** Este método se utiliza en aquellos casos en los cuales se presentan variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, que solo son posibles de identificar por este método. (Roche, 2012)

A.3.4.2.3 — Método del análisis dinámico inelástico — Puede utilizarse el método del análisis dinámico inelástico en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador, se presenten variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que solo sea posible identificar por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo A.5. Los diseños realizados por esta metodología deben revisarse por dos profesionales, independientes del diseñador estructural, que cumplan los requisitos de idoneidad requeridos para revisores de diseños estructurales como lo prescribe la Ley 400 de 1997, quienes suscribirán un memorial en que se indique taxativamente que los procedimientos empleados consultan las mejores metodologías que se disponga sobre estos procedimientos y que la edificación así diseñada tiene resistencia y expectativas de comportamiento similares a los de una edificación diseñada por los otros métodos permitidos por el Reglamento, al verse sometida a movimientos sísmicos de intensidad similar a los movimientos sísmicos de diseño prescritos por este Reglamento. Este memorial se anexará a los documentos aportados para obtener la correspondiente licencia de construcción. (NSR-10, 2010)

Métodos de análisis alternos: Los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alternativo no se puede utilizar periodos

fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5. (Rochel, 2012)

A.2.1.1 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS PRESCRITOS – Para efectos del diseño sísmico de la estructura, ésta debe localizarse dentro de una de la zonas de amenaza sísmica, baja, intermedia o alta, y además deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el presente capítulo, los cuales se pueden expresar por medio del espectro elástico de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7.

A.2.1.2 – EFECTOS LOCALES DIFERENTES – En A.2.4 el Reglamento prescribe un procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación. Pueden utilizarse movimientos sísmicos de diseño diferentes a los definidos en A.2.4, si fueron obtenidos utilizando mejor información proveniente de un estudio detallado de propagación de la onda sísmica a través del suelo existente debajo del sitio, o de la incidencia de la topografía del lugar, en los siguientes casos:

A.2.1.2.1 – Estudios de microzonificación sísmica – Cuando las autoridades municipales o distritales han aprobado un estudio de microzonificación sísmica realizado de acuerdo con el alcance que fija la sección A.2.9, el cual contenga recomendaciones para el lugar donde se adelantará la edificación, ya sea por medio de unos efectos de sitio o formas espectrales especiales, se deben utilizar los resultados de esta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en A.2.4 y A.2.6.

A.2.1.2.2 – Estudios sísmicos particulares de sitio – Cuando el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación defina unos efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación, utilizando estudios de amplificación de las ondas sísmicas o estudios

especiales referentes a efectos topográficos, o ambos, estos deben realizarse de acuerdo con lo prescrito en A.2.10.

A.2.1.3 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DIFERENTES – Cuando se utilicen movimientos sísmicos de diseño obtenidos a partir de valores de A_a o A_v o A_e diferentes de los dados en este Reglamento, estos valores de A_a , o A_v , o ambos, o de A_e , deben ser aprobados por la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción, previo concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcción Sismo Resistente. (NSR-10, 2010)

A.2.6 – ESPECTRO DE DISEÑO

A.2.6.1 – Espectro de aceleraciones – La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) de amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-1 y se define por medio de la ecuación A.2.6-1, con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1 a A.2.6.1.3.

$$S_a = \frac{1.2 A_v F_v I}{T} \quad (\text{A.2.6-1})$$

A.2.6.1.1 – Para periodos de vibración menores de T_c , calculando de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-3.

$$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (\text{A.2.6-2})$$

y

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \quad (\text{A.2.6-3})$$

A.2.6.1.2 – Para periodos de vibración mayores que T_L , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-5.

Imagen 7: Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g.

$$T_L = 2.4F_v \quad (\text{A.2.6-4})$$

y

$$S_a = \frac{1.2A_vF_vT_LI}{T^2} \quad (\text{A.2.6-5})$$

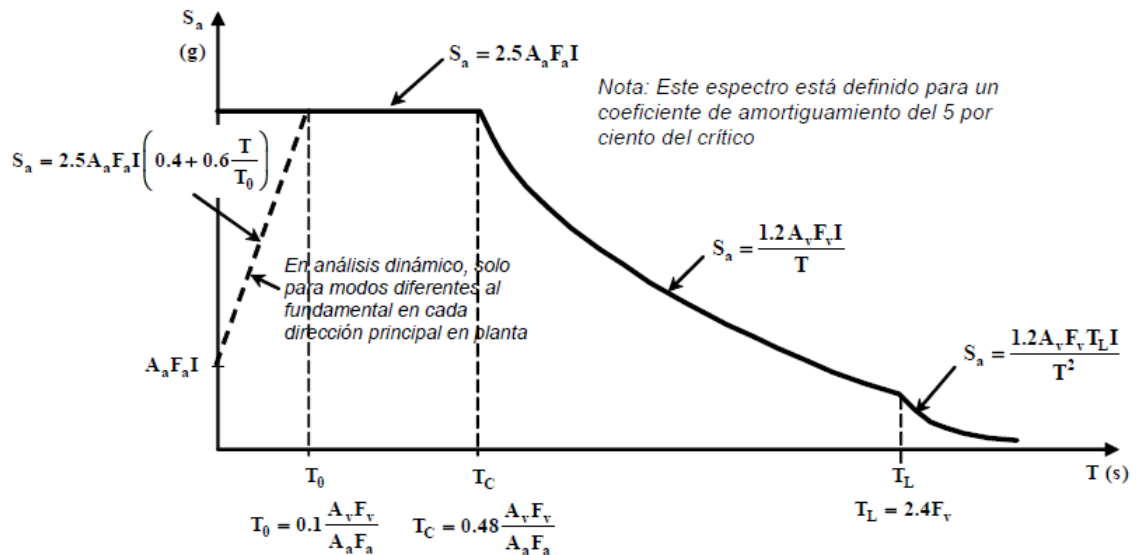


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

Fuente: (NSR-10, 2010)

A.2.6.1.3 – Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección de estudio, menores de T_0 calculados de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2.6-7.

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (\text{A.2.6-6})$$

y

$$S_a = 2.5A_aF_aI \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (\text{A.2.6-7})$$

(NSR-10, 2010)

A.2.9.4 – EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R –

Cuando en el estudio de microzonificación sísmica se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el periodo de vibración tiende a cero,

el coeficiente de disipación de energía (R_c), a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, tiene un valor variable en la zona de periodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el capítulo A.3, R ($R = R_1 R_2 R_3 R_4$), para un periodo igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el periodo tiende a cero, como muestra la Figura A.2.9-1. El valor de R_c está descrito por la ecuación A.2.9-1:

$$R_c = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R \quad (\text{A.2.9-1})$$

Imagen 8: Variación del coeficiente de disipación de energía R .

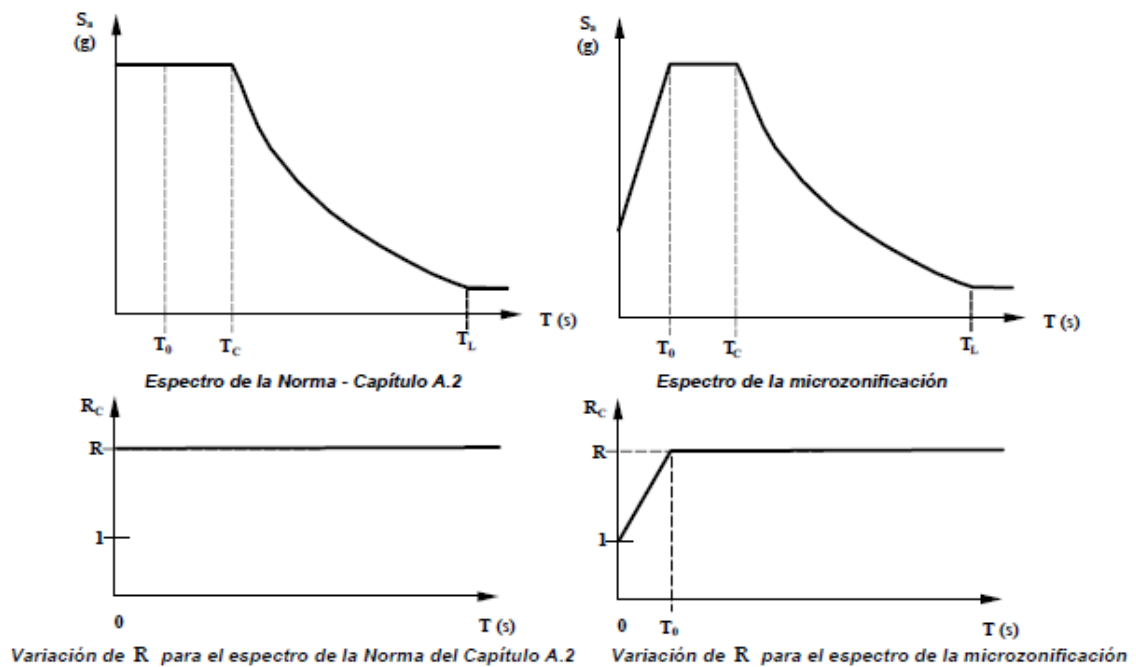


Figura A.2.9-1 — Variación del coeficiente de disipación de energía R

(NSR-10, 2010)

A.3.3.4 – CONFIGURACIÓN EN PLANTA – La edificación se considera irregular cuando ocurra, véase la figura A.3-1, uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3.7, donde se definen los valores de R_1 .

A.3.3.5 – CONFIGURACIÓN EN LA ALTURA – Una edificación se clasifica como irregular en altura, véase la figura A.3-2, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de R_2 .

A.3.3.5.1 – Excepciones a las irregularidades en altura – Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2ª, ó 3ª, tal como se definen en la tabla A.3-7, y en este caso se aplica $\alpha_2 = 1$. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez que cumpla los requisitos de A.3.2.4.3 y los correspondientes de la tabla A.3-5.

A.3.3.8 – AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA – Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, α_2 en las dos direcciones principales. (NSR-10, 2010)

Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico R_o .

El coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_o , es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio. El factor R_o se utiliza para reducir la intensidad de las cargas elásticas usadas para diseño a niveles inelásticos.

Durante la respuesta inelástica a la acción de cargas dinámicas, las estructuras disipan energía y hay tres factores esenciales en su comportamiento: la ductilidad (μ), la sobre-resistencia (Ω) y la redundancia (ρ) que afectan al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico. Se asocia con cada uno de estos parámetros un componente del factor R_o . (Rochel; 2012)

A.3.1.3 — CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA REQUERIDA

— Dependiendo del tipo de material estructural y de las características del sistema de resistencia sísmica se establecen los grados de capacidad de disipación de energía mínimos (DES, DMO, o DMI) que debe cumplir el material estructural en las diferentes zonas de amenaza sísmica definidas en el Capítulo A.2. Véanse las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.2.9.4 — EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R —

Cuando en el estudio de microzonificación sísmica se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_C , a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, R ($R = \phi_a \phi_r \phi_{r0}$), para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura A.2.9-1. El valor de R_C está descrito por la ecuación A.2.9-1:

$$R_C = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R \quad (\text{A.2.9-1})$$

(NSR-10, 2010)

1.4.3. Marco Histórico.

En el transcurso del diseño de estructuras en concreto reforzado se han presentado grandes comportamientos de falla en elementos principales de las edificaciones, colapsos parciales y totales, esto a consecuencia de un análisis de diseño sismo resistente no adecuado. Por esta razón se ha venido trabajando desde tiempo atrás con una gran variedad de metodologías de mejora continua para el diseño de edificaciones, en los cuales se ha optado por realizar pruebas a los elementos y la estructura en general con el fin de determinar qué comportamientos presentan y cómo se puede sacar un mejor provecho frente a situaciones en las que esté presente una acción sísmica. (Weng, King, Hai Tan y Salim, 2016)

Desde hace varios años se ha optado por la implementación de sistemas constructivos tipo pórtico convirtiéndolo en uno de los métodos más predominantes de los últimos tiempos, estos sistemas aportan para la construcción de edificaciones una estructura un diseño ergonómico y práctico de construir. Adicionalmente las estructuras con sistema constructivo tipo pórtico brindan la posibilidad de que, si se desea reforzar algún punto de la estructura en su proceso constructivo o de diseño, aporta la facilidad al diseñador y al constructor de poder implementar o adicionar algún método diferente, un claro ejemplo son los muros estructurales los cuales también serán implementados en el presente proyecto de forma estratégica.

El sistema constructivo combinado en el cual se tiene presencia de pórticos y muros estructurales ofrece características mediante las cuales se puede apreciar un alto nivel de rigidez, el cual garantiza que la estructura pueda soportar de una mejor forma las cargas de sismo y viento presentes en su ambiente, también ofrece mejores rendimientos constructivos y comportamientos óptimos de la estructura en comparación con los diferentes tipos de sistemas constructivos que se conocen.

En el informe final de la Comisión real de terremotos de Canterbury del año 2013, se puede apreciar que para estructuras de hormigón armado en voladizo presentaron fallas en una capacidad de ductilidad inferior a la esperada debido a una región de concentración de la plasticidad del elemento dentro de una altura muy limitada y cerca de la ubicación de las grietas primarias en la base de los muros.

Partiendo de este análisis las normas canadienses adoptaron un diseño para muros en RC, en el cual especifican una carga vertical mínima de 0.25% ($Q_v\%$) con el cual se procede a estudiar el comportamiento sísmico de muros en RC con diferentes relaciones de esfuerzo tanto vertical como transversal, para el

análisis se realizó la construcción de 6 muros semicirculares con un desplazamiento controlado y con presencia de cargas cíclicas.

Dichos muros cuentan con tres configuraciones diferentes en su sección transversal como lo son rectangulares, de brida y de borde, a los cuales se les realizó un ensayo con diferentes características de diseño específicas para cada sección, con el fin de evaluar la ductilidad presente en cada caso.

En este sentido la ductilidad definida como la capacidad de los muros para ser sometidos a deformaciones inelásticas con degradación arrojó como resultado que la deriva final al 20% de degradación de la resistencia final tuvo una variabilidad entre el 0.9% y el 1.6%, en el que presentó además una ductilidad de desplazamiento de nivel final, el cual osciló aproximadamente entre 4.0 y 6.0.

Concluyendo el estudio se determinó que los muros con reborde y con elementos fronterizos, los cuales fueron diseñados para desarrollar casi la misma capacidad que la de muros rectangulares, muestran un comportamiento sísmico del tipo de muro rectangular en el que se encontró que era superior a la de sus contrapartes rectangulares con respecto tanto al desplazamiento final, capacidad y ductilidad.

Además, utilizando las bridas y los muros con elementos de contorno, arrojó como resultado una reducción de aproximadamente el 30% de la armadura vertical en comparación con la de un muro rectangular cuando se diseñan para resistir las mismas cargas laterales mientras que llevan cargas de gravedad idénticas. En adición los resultados indicaron que los muros con baja relación de refuerzo vertical pueden experimentar menor ductilidad. (El-Azizy & otros, 2015)

Por otro lado, los muros estructurales de hormigón armado son usados comúnmente para proporcionar una mayor resistencia lateral y mayor rigidez, con el fin de que puedan resistir cargas laterales de viento o sismo. Los muros

delgados usualmente requieren una mayor cantidad de refuerzo longitudinal en sus límites para satisfacer los requisitos de fuerza lateral de los códigos o normas; por lo tanto, la implementación de muros de hormigón armado en donde el refuerzo longitudinal en los límites es sustituido por una sección de acero estructural, es una alternativa potencialmente atractiva.

Un estudio realizado por estudiantes de ingeniería civil de Chile y Estados Unidos presenta resultados de un programa en donde son generados ensayos de cargas combinadas, de gravedad y laterales de estructuras de muros delgados, en donde las variables de prueba primarias incluyeron variar el tamaño de la sección de acero estructural y la cantidad del refuerzo transversal proporcionado en los límites del muro.

Aunque en los modelos se presente resbalamiento del acero estructural para los modelos, se obtuvo como resultado un buen comportamiento de hasta un 2% de deriva lateral, incluso para un modelo con confinamiento moderado en los muros de frontera. (Massone, Sayre, Wallace, 2017)

Adicionalmente El Instituto Tecnológico de Tokio, el Instituto de Investigaciones Innovadoras, la Universidad de Kyoto, la Universidad Nacional de Yokohama y el Instituto de Investigación de Edificios, Tsukuba, en Japón realizaron un experimento en cuatro especímenes de muro de hormigón ligeramente reforzado, con la finalidad de estudiar los efectos de la fuerza axial, la cantidad de refuerzo de cizallamiento y la relación entre la distancia de corte al muro en sus comportamientos sísmicos, como lo son las capacidades de carga y los desplazamientos, progreso de daños y los modos de falla.

Estos especímenes representaron ligeramente muros que sufrieron daños durante el 2011 en el terremoto de Tohoku frente a la costa pacífica, en los cuales se observó un daño de tipo cizallamiento en tres muestras sometidas a doble curvatura. Con lo que se decidió aumentar la cantidad de refuerzo

horizontal y proporcionar un anclaje de gancho de 180 grados, reduciendo de esta manera el desarrollo del agrietamiento por cizallamiento.

Una evaluación cuantitativa del daño sísmico en términos de ancho de fisura, longitud de la grieta y área de desprendimiento de concreto para investigar la correlación entre daños y deriva lateral en donde el nivel de daño de los muros se evaluó utilizando directrices del el Instituto de Japón, que tiene en cuenta el nivel de daño como la grieta residual Anchura o nivel de tensión del hormigón y refuerzo. Teniendo en cuenta la cantidad total de daño capturaron el nivel de afectación de muros levemente reforzados. (Yuniarsyah & Otros, 2016)

Por su parte el Instituto de Investigación Económica de Samsung, Corea del Sur y La Universidad de Texas en San Antonio, USA, presentaron un artículo mediante el cual examinan la exactitud de las disposiciones de rigidez lateral de las normas internacionales para edificios de hormigón, en donde las estimaciones de la rigidez estándar se comparan con la rigidez lateral de derivas experimentalmente de un edificio de hormigón armado de cuatro pisos, el cual fue probado bajo movimientos sísmicos multidireccionales.

Dicha estructura fue diseñada para cumplir con los requisitos de diseño sísmico de Japón, pero cumplió con la mayoría de los requisitos de diseño de los EE.UU. Para las regiones de alta sismicidad, la estructura tuvo pórticos resistentes a momentos en cargas laterales en una dirección y muros de corte en la otra.

En general, los valores de rigidez estándar fueron mayores que los del edificio, las disposiciones estándares produjeron más estimaciones exactas de la rigidez de los miembros del bastidor que el de los muros. Todas las disposiciones estimaron mayor rigidez que los valores experimentales de los muros de cortante y los resultados garantizaron que las mejoras en las disposiciones de rigidez de todas las normas investigadas para los edificios son óptimas y con posibles opciones de mejora continua. (Kwon, M. Ghannoum, 2016)

Para el presente proyecto se pretende justificar el comportamiento de la estructura con muros estructurales en diferentes posiciones del área a intervenir, para esto se implementará una clasificación de las geometrías presentes en los muros, sus diferentes alturas y anchos, esto con el fin de aumentar o disminuir la probabilidad de falla en los mismos. Con este sistema constructivo se pretende comprobar la efectividad de la presencia de los muros en la estructura garantizando que la misma obtenga una mayor rigidez y que sea capaz de soportar de una manera más óptima la aplicabilidad de la fuerza horizontal equivalente a la cual se verá expuesta.

1.4.4. Marco Conceptual.

El modelo matemático a contemplar en el proyecto es una estructura tipo pórtico (NSR-10, Tabla A.3.3), y para poder identificar adecuadamente los términos a que hace referencia este tratado y todos los que están articulados al planteamiento del problema, a continuación, se relaciona la terminología necesaria a considerar:

Sistema Estructural: Es un ensamblaje de segmentos o elementos independientes que conforman un cuerpo único y cuyo objetivo es darle solución (cargas y forma) a un problema civil determinado. La manera de ensamblaje y el tipo de miembro ensamblado definen el comportamiento final de la estructura y constituyen diferentes sistemas estructurales. Los elementos no se distinguen como individuales, sino que la estructura constituye en sí un sistema continuo como es el caso de domos, losas continuas o macizas y muros, y se analizan siguiendo los conceptos básicos de la mecánica.

Estructura: La a estructura es la distribución de las partes de un cuerpo, aunque también puede usarse en sentido abstracto. El concepto, que procede del latín estructura, hace mención a la disposición y el orden de las partes dentro de un todo. La estructura es la distribución de las partes de un cuerpo, aunque

también puede usarse en sentido abstracto. El concepto, que procede del latín “structura”, hace mención a la disposición y el orden de las partes dentro de un todo.

Sismo: Un Sismo es un temblor o una sacudida de la tierra por causas internas. El término es sinónimo de terremoto o seísmo, aunque en algunas regiones geográficas los conceptos de sismo se utilizan para hacer referencia a temblores de menor intensidad que un terremoto. Estos movimientos se producen por el choque de las placas tectónicas. La colisión libera energía mientras los materiales de la corteza terrestre se reorganizan para volver a alcanzar el equilibrio mecánico. Una de las principales causas de los sismos es la deformación de las rocas contiguas a una falla activa, que liberan su energía potencial acumulada y producen grandes temblores. Los procesos volcánicos, los movimientos de laderas y el hundimiento de cavidades cársticas también pueden generar sismos. No obstante, los expertos en la materia también tienen claro que un sismo se puede producir como consecuencia de una serie de importantes cambios en lo que es el régimen fluvial de una zona o bien de los que se producen en lo referente a las presiones atmosféricas.

Torsión: Torsión, con origen etimológico en el latín “torsio”, es un término que alude al acto y el resultado de torcer. El concepto suele referirse específicamente a aquello que se tuerce en sentido helicoidal (como hélice). En el ámbito de la ingeniería, la torsión mecánica consiste en la aplicación de un momento de fuerza sobre el eje longitudinal de una pieza prismática.

Movimiento Sísmico de Diseño (FHE): Los movimientos sísmicos de diseño están definidos en función de la aceleración pico efectivo y la velocidad pico efectiva, representadas en A_a y A_v , el primero identifica los movimientos sísmicos ocasionados por temblores próximos en el rango de periodos de vibración de las edificaciones y el segundo determina los sismos fuertes que se presentan a distancias no tan cercanas, para una probabilidad del 10% de ser

excedidos en un lapso de cincuenta años, estos coeficientes son determinados por el número de la región donde se va construir la edificación.

Muro Estructural: Son estructuras capaces de resistir las cargas laterales paralelas a su plano, es necesario de su implementación de forma ortogonal o aproximadamente ortogonal en dos direcciones, en planta y su longitud en ambas direcciones debe de ser aproximadamente igual. Para que una estructura pueda ser considerada como muro estructural este debe de estar anclado a la cimentación. Cada muro debe ser continuo entre la cimentación y el diafragma inmediatamente superior, sea entrepiso o cubierta. (NSR-10, 2010)

Espectro de Diseño: Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación. El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración. Se denomina de respuesta ya que lo que mide es cómo responde la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior.

Coefficiente de disipación de energía: Coeficiente de disipación de energía básico para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. (NSR-10, 2010)

1.4.5. Estado del Arte.

En el transcurso del diseño de estructuras en concreto reforzado, se han presentado grandes comportamientos de falla en elementos principales de las edificaciones, colapsos parciales y totales, esto a consecuencia de un análisis de diseño sismo resistente no adecuado. Por esta razón, se ha venido trabajando desde tiempo atrás con una gran variedad de metodologías de mejora continua

para el diseño de edificaciones, en los cuales se ha optado por realizar pruebas a los elementos y la estructura en general con el fin de determinar que comportamientos presentan y cómo se puede sacar un mejor provecho frente a situaciones en las que esté presente una acción sísmica. (Weng & Hai Tan, 2016)

En el informe final de la Comisión real de terremotos de Canterbury del año 2013 se puede apreciar que para estructuras de hormigón armado en voladizo presentaron fallas en una capacidad de ductilidad inferior a la esperada debido a una región de concentración de la plasticidad del elemento dentro de una altura muy limitada y cerca de la ubicación de las grietas primarias en la base de los muros.

Estos especímenes representaron ligeramente muros que sufrieron daños durante el 2011 en el terremoto de Tohoku frente a la costa pacífica, en los cuales se observó un daño de tipo cizallamiento en tres muestras sometidas a doble curvatura. Con lo que se decidió aumentar la cantidad de refuerzo horizontal y proporcionar un anclaje de gancho de 180 grados, reduciendo de esta manera el desarrollo del agrietamiento por cizallamiento.

Una evaluación cuantitativa del daño sísmico en términos de ancho de fisura, Longitud de la grieta y área de desprendimiento de concreto para investigar la correlación entre Daños y deriva lateral en donde el nivel de daño de los muros se evaluó utilizando directrices del el Instituto de Japón, que tiene en cuenta el nivel de daño como la grieta residual Anchura o nivel de tensión del hormigón y refuerzo. Teniendo en cuenta la cantidad total de daño capturaron el nivel de afectación de muros levemente reforzados. (Yuniarsyah & Otros, 2016)

Por su parte el Instituto de Investigación Económica de Samsung, Corea del Sur y La Universidad de Texas en San Antonio, USA, presentaron un artículo mediante el cual examinan la exactitud de las disposiciones de rigidez lateral de las normas internacionales para edificios de hormigón, en donde las estimaciones de la rigidez estándar se comparan con la rigidez lateral de derivas experimentalmente de un

edificio de hormigón armado de cuatro pisos, el cual fue probado bajo movimientos sísmicos multidireccionales.

Dicha estructura fue diseñada para cumplir con los requisitos de diseño sísmico de Japón, pero cumplió con la mayoría de los requisitos de diseño de los EE.UU. Para las regiones de alta sismicidad, la estructura tuvo pórticos resistentes a momentos en cargas laterales en una dirección y muros de corte en la otra.

En general los valores de rigidez estándar fueron mayores que los del edificio, las disposiciones estándares produjeron más estimaciones exactas de la rigidez de los miembros del bastidor que el de los muros. Todas las disposiciones estimaron mayor rigidez que los valores experimentales de los muros de cortante y los resultados garantizaron que las mejoras en las disposiciones de rigidez de todas las normas investigadas para los edificios son óptimas y con posibles opciones de mejora continua. (Kwon, M. Ghannoum, 2016)

Las investigaciones realizadas para muros estructurales y ensayos soportados según (Massone & otros, 2015) complementa un estudio a profundidad teniendo en cuenta desplazamientos elásticos, curvaturas y roturas plásticas que se someten a cargas laterales y se tiene una relación de altura y largo, para este proceso se requieren diferentes tipos de propiedades de acero y concreto.

Se lleva a la práctica muros rectangulares de diferentes tamaños y principalmente se toman tres probetas. Una muestra que registra un muro completamente rectangular, un segundo muro de muestra el cual tiene una abertura en la base con excentricidad respecto al centro y una tercera muestra con un muro con una abertura en uno de sus bordes.

Para este proceso se empleaban cables de alta tensión que serían anclados en la base de los pedestales de los muros de ensayo y por otro lado se toman gatos hidráulicos para distribuir una carga uniforme.

Se toma la primera muestra y se aplica una carga lateral y presenta una deriva del 3% la cual conlleva a un pandeo del refuerzo y el concreto se fractura.

En el segundo ensayo la probeta con un 2.5 % de la deriva presenta resistencia por esto se aumenta la carga lateral hasta obtener falla y se destaca también la distribución de acero de refuerzo longitudinal.

En la tercera probeta se le aplica carga lateral y no alcanza más del 2.5 % de la deriva para que este falle por un comportamiento más dúctil.

Para concluir con el ensayo planteado por Thomsen IV (1995) y llevado a la práctica por Taylor et al. (1998). Se determina que los muros con aberturas presentan comportamientos manejables siempre y cuando sea combinado por columnas que intervengan los sectores comprimidos debido a las flexiones. Las aberturas se pueden presentar y que por esto no afecte el comportamiento del muro. (Massone, Sayre, Wallace, 2017)

1.5. ALCANCES Y LIMITACIONES.

1.5.1. Alcances:

- Realizar el análisis del comportamiento estructural de los tres modelos y determinar cuál de los tres modelos se genera una mejor respuesta del trabajo en conjunto de los pórticos con muros estructurales frente la aplicación de fuerzas horizontales en un plazo máximo de mes y medio.
- Realizar el comportamiento estructural de los tres modelos y determinar cuál de los tres modelos se genera una mejor respuesta ante fuerzas de corte y momento flector en un plazo máximo de un mes.

- Desarrollar la comparación y el análisis de resultados obtenidos de los tres modelos propuestos y determinar cuál de las tres estructuras brinda mejor respuesta ante fuerzas externas e internas.
- El proyecto se desarrolló en la Ciudad de Bogotá, para la zona Chapinero Piedemonte A, con un suelo tipo D.
- Se hará entrega de un documento en CD y un artículo.
- Los recursos son propios.

1.5.2. Limitaciones:

- Al no tener un diseño de cimentación por falta de un estudio de suelos de la zona donde se realizó el proyecto de estudio no es fácil apreciar si las disposiciones de muros estructurales propuestas son las más adecuadas en el caso de que se requiera realizar el diseño de la misma.
- El periodo de realización del Proyecto comprende un semestre académico, lo cual represento un lapso de tiempo muy corto para el desarrollo, análisis y comparación de las opciones de diseño propuestas.

1.6. METODOLOGÍA.

El presente proyecto se desarrolló en dos fases o etapas en las cuales se desarrollo un orden cronológico y ordenado como se muestra a continuación:

Etapa I o desarrollo de los diseños: Se realiza la recopilación y determinación de datos y parámetros por medio de los cuales se realizan los diseños de la estructura, se desarrolla el dimensionamiento de las tres opciones propuestas con su respectivo diseño sismo resistente, tomando como guía el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 – (Ley 400 de 1997). Inicialmente se realiza el análisis de las alturas críticas de las vigas presentes y se propone un ancho para las mismas, luego de esto se realiza el dimensionamiento de las

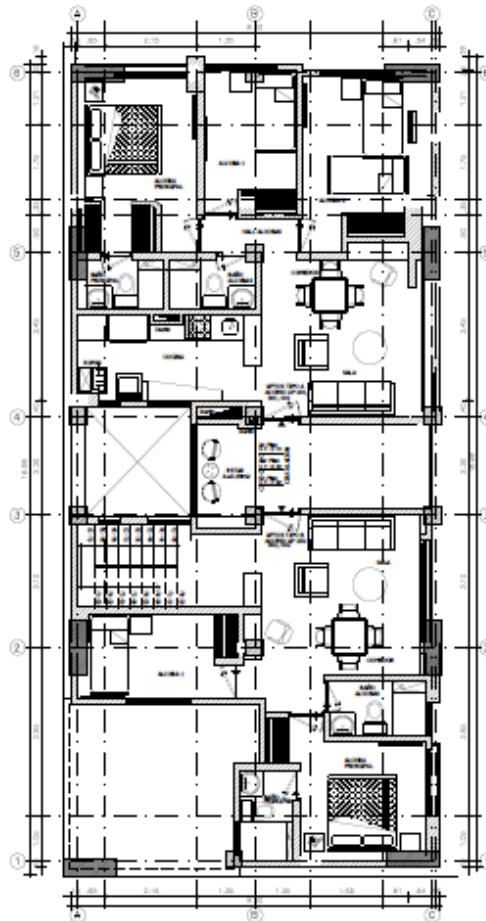
columnas y el espesor de la losa, se propone un espesor de viguetas de 100 mm y con esto se determina el espesor del casetón. Luego de contar con los diseños de las tres propuestas se procede a extraer de la NSR – 10 y el decreto 523 del 16 de diciembre de 2010 los valores requeridos para el diseño sismo resistente con los cuales se realiza el diseño de un espectro de diseño y se determina el periodo fundamental de la estructura, la fuerza horizontal equivalente y la torsión accidental de la estructura tomando como base el punto asignado para el desarrollo del proyecto, al tener esto se procede a extraer de la norma el valor del coeficiente de disipación de energía R_o de la NSR-10 para un estructura en concreto reforzado con sistema estructural dual, con el cual se determinan los valores de FHE y torsión accidental con los que se procede a realizar los modelos matemáticas en el software de diseño matemático ETABS y de los cuales se extraen los valores de desplazamientos de las estructuras, los cortantes y momentos flectores de los elementos tipo viga y columna.

Etapa II o análisis de las estructuras: Al tener todos los cálculos, diseños, dimensiones y modelos matemáticos de las tres opciones propuestas para el análisis se procede a realizar un análisis inicial en el que se verifican las irregularidades en la edificación en el que se encuentra que no presenta irregularidades en altura por tener una configuración consecuente, por otro lado en el análisis de irregularidades en planta se verifica de que no presente irregularidades torsionales con lo que se aprecia que las mismas no presentan ningún tipo de irregularidades, como segundo paso se realiza el análisis y comparación de los desplazamientos de las estructuras en lo que se aprecia que las tres opciones propuestas cumplen con derivas pero adicional a esto se aprecia que la opción que genera la mejor respuesta ante estas es la opción 2, ya que presenta los menores desplazamientos, por último se procede a la realización del análisis y comparación de los esfuerzos cortantes y momentos flectores en los elementos que componen cada una de las opciones con lo que se logra determinar que la estructura que presenta la mejor respuesta ante estas fuerzas es la opción 2, ya que es la estructura que elemento a elemento y en un análisis de trabajo de la estructura en conjunto se puede observar que presenta los menores valores de

respuesta a las mismas, por lo que se determina que de las tres opciones propuestas de disposición de muros estructurales la que mejores resultados y mejor respuesta genera ante las fuerzas aplicadas es la opción 2, por lo que se determina que esta opción cumple con los criterios de diseño propuestos en el planteamiento inicial de este proyecto cumpliendo a cabalidad con los criterios de rigidez y resistencia establecidos según Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010).

2. DESARROLLO METODOLÓGICO

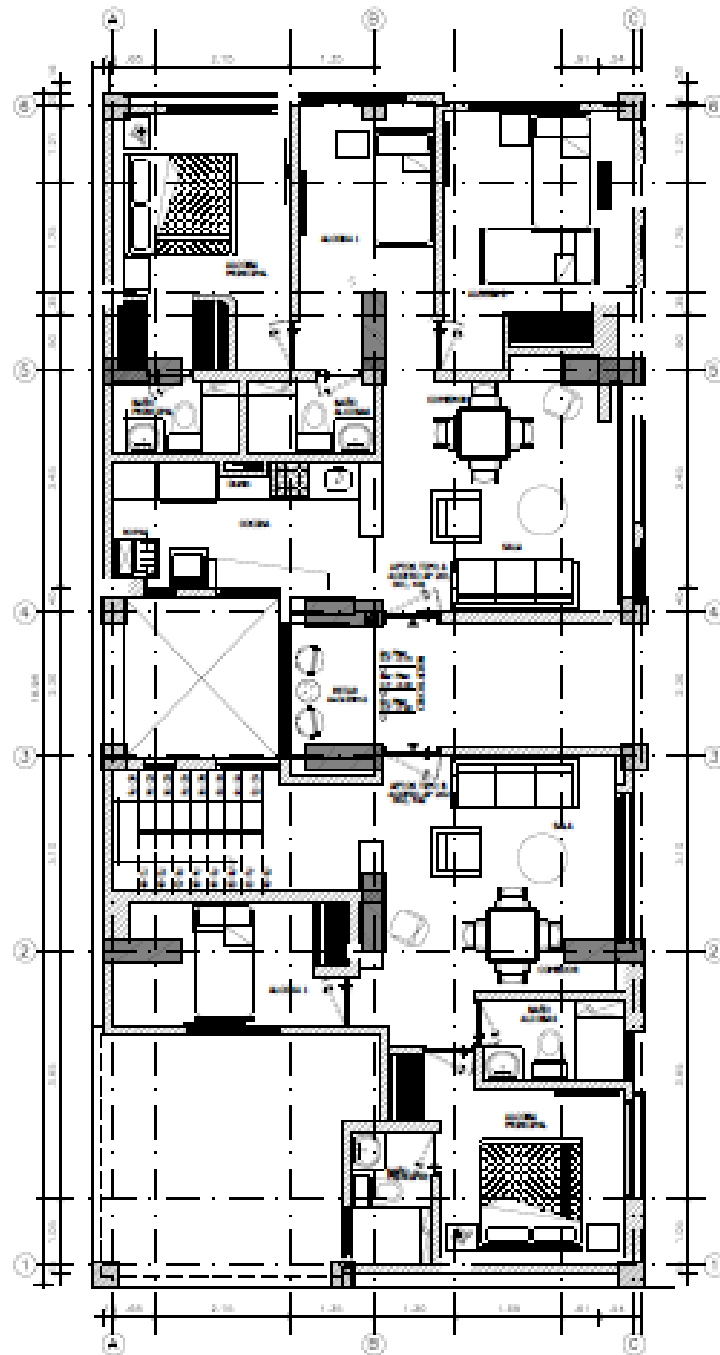
Imagen 9 – Arquitectura con primera opción de muros estructurales



PLANTA PISO TIPO LOCALIZACION 1

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

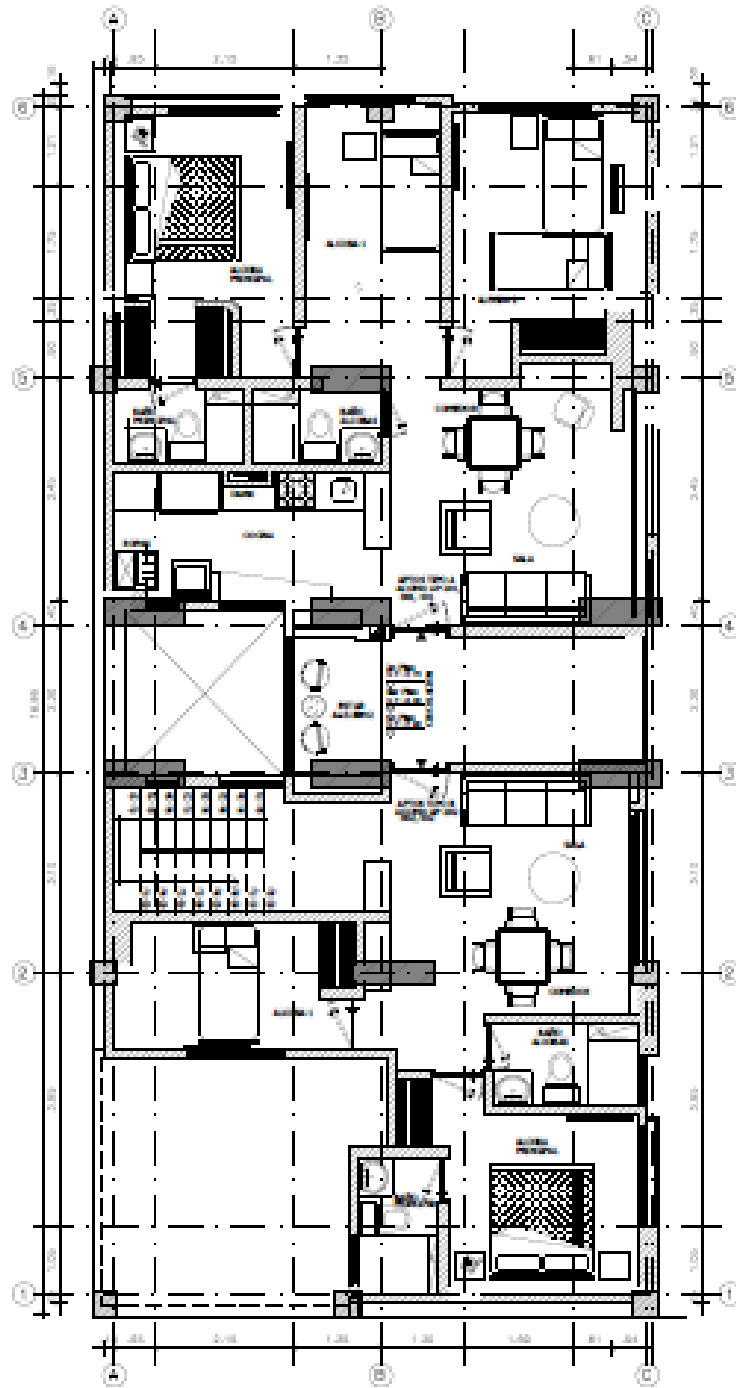
Imagen 10 – Arquitectura con segunda opción de muros estructurales



PLANTA PISO TIPO LOCALIZACION 2

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Imagen 11 – Arquitectura con tercera opción de muros estructurales



PLANTA PISO TIPO LOCALIZACION 3

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Inicialmente se realiza el dimensionamiento de los elementos de las estructuras como se muestra a continuación:

- Vigas

Tabla 1 - Verificación de altura crítica en las vigas

ALTURA VIGAS					
Viga		Luz	Método	Formula	Altura
D	Hasta				
A	B	4.15	Vigas o losas nervadas en una dirección con un extremo continuo.		0.35
B	C	4.15	Vigas o losas nervadas en una dirección con un extremo continuo.		0.35
1	2	4.00	Vigas o losas nervadas en una dirección con un extremo continuo.		0.33
2	3	3.20	Vigas o losas nervadas en una dirección con ambos extremo continuo.		0.23
3	4	3.20	Vigas o losas nervadas en una dirección con ambos extremo continuo.		0.23
4	5	4.00	Vigas o losas nervadas en una dirección con ambos extremo continuo.		0.29
5	6	3.86	Vigas o losas nervadas en una dirección con un extremo continuo.		0.32

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Al realizar la verificación y realizar un primer diseño de las estructuras se sugiere que las dimensiones de las vigas sean las siguientes:

Tabla 2 - Altura crítica y base tomada para todas la vigas

ALTURA CRITICA VIGAS (m)	0.50
BASE VIGAS (m)	0.40

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Al tener que las tres estructuras tienen la misma cantidad y área de vigas el análisis anterior aplica para todas.

Luego se procede a realizar el pre dimensionamiento de las losas, viguetas y casetones como se muestra a continuación:

Tabla 3 - Espesor de loseta superior

LOSETA SUPERIOR (mm)			
$t \geq 50 \text{ mm}$	50	$t = \text{Ancho Casetón} / 20$	43
ESPESOR LOSETA SUPERIOR (mm)			50

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

De los dos resultados y según los parámetros de NSR-10 el espesor de la losa no debe ser menor a 50 mm.

Tabla 4 - Separación máxima entre nervios

VIGUETAS	
Separación máxima entre nervios	
S máx. $\leq 2.5h$	S máx. $< 1200 \text{ mm}$
1250	1200
S máx. (mm)	1200
(mm)	100

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 5 - Cantidad de viguetas y casetones por vano

CANTIDAD DE VIGUETAS Y CASETONES POR VANO			
EJE	ENTRE	LUZ LIBRE	TOTAL CASETONES
1	A Y B	3.75	4
1	B Y C	3.75	4
# ESPACIOS - 1 = # VIGUETAS			3
			3
ANCHO CASETON (m)			0.86
			0.86

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Como tercer paso se procede a realizar el avalúo de cargas de los elementos de la planta tipo y la planta de cubierta.

Tabla 6 - Avalúo de cargas piso tipo

Avalúo de Cargas Piso Tipo Estructuras 1, 2 y 3													
CARGA MUERTA (D) (kN/m ²)													
Ítem	Losa Entrepiso	Loseta Superior	Vigueta Tipo	Riostra (Si aplica)	Vigas								
					VGP201	VGP202	VGP203	VGP204	VGP205	VGS206	VGS207	VGS208	VGS209
Acabados	1.00	1.00	1.00	1.00									
Carga por Aferencia					18.98	31.06	27.61	31.06	33.91	18.38			
Casetón	0.30		0.30	0.30									
Loseta superior	1.20		1.20	1.20									
Muros Fachada Entrepiso					4.40					4.40	4.40		5.70
Nervio Tipo X2											17.26	17.26	17.26
Particiones (Muros - Mampostería)	4.40	4.40	4.40	4.40								4.40	
Peso Propio		1.20	1.01	1.01	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
Reacción Escalera (RA)													
Reacción Escalera (RB)													
Torta inferior	0.72		0.72	0.72									
Viguetas	1.01												
SUBTOTAL	8.63	6.60	8.63	8.63	28.18	35.86	32.41	35.86	38.71	27.58	26.46	26.46	27.76
CARGA VIVA (L) (kN/m²)	1.80	1.80	1.80	1.80	3.96	6.48	5.76	6.48	7.07	3.83	3.60	3.60	3.60
TOTAL	10.43	8.40	10.43	10.43	32.14	42.34	38.17	42.34	45.78	31.41	30.06	30.06	31.36

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 7 - Avalúo de cargas Cubierta

Avalúo de Cargas Cubierta Estructuras 1, 2 y 3													
CARGA MUERTA (D) (kN/m²)													
Ítem	Losa Entrepiso	Loseta Superior	Vigueta Tipo	Riostra (Si aplica)	Vigas								
					VGP201	VGP202	VGP203	VGP204	VGP205	VGP206	VGS207	VGS208	VGS209
Acabados	1.00	1.00	1.00	1.00									
Carga por Aferencia					9.30	15.22	13.53	15.22	16.62	9.01			
Casetón	0.30		0.30	0.30									
Loseta superior	1.20		1.20	1.20									
Nervio Tipo X2											8.46	8.46	8.46
Peso Propio		1.20	1.01	1.01	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
Torta inferior	0.72		0.72	0.72									
Viguetas	1.01												
TOTAL	4.23	2.20	4.23	4.23	14.10	20.02	18.33	20.02	21.42	13.81	13.26	13.26	13.26

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Al tener el avalúo de las cargas se procede a realizar el diagrama de periodo Vs pseudo aceleración (espectro de diseño sísmico) de la siguiente manera:

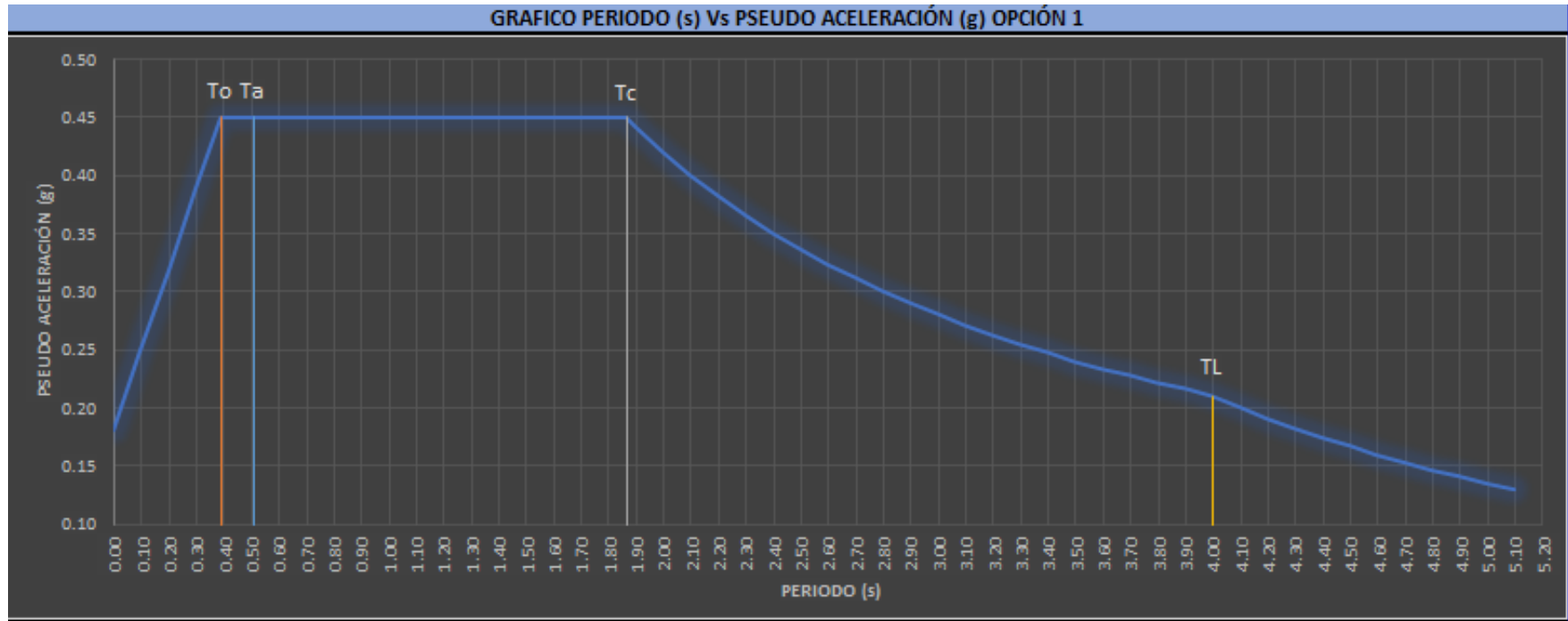
Tabla 8 - Valores de velocidades pico efectivas según decreto 523 de 16 de Diciembre de 2010

DECRETO 523 DE 16 DE DICIEMBRE DE 2010										
ZONA	Aa	Av	Fa	Fv	To	Tc	TL	I	Ao	
LACUSTRE 200	0.15	0.20	1.20	3.50	0.39	1.87	4.00	1.00	0.18	

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Valores obtenidos del decreto 523 del 16 de Diciembre de 2010, de acuerdo a la microzonificación de la ciudad de Bogotá.

Grafico 1 - Espectro de diseño sísmico



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

A continuación se procede a realizar el cálculo de la Fuerza Horizontal Equivalente y el análisis de la torsión accidental de las tres estructuras como se muestra a continuación:

Tabla 9 - Cálculo del periodo aproximado T_a

Ct	h (m)	α
0.047	14.00	0.9
Ta =	0.51	
Sa =	0.45	
Vs =	3,528.40	

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 10 - Análisis de Fuerza Horizontal Equivalente

Fuerza Horizontal Equivalente									
NIVEL	hi (m)	W Losa (kN)	W VGA + W COL + W MUR (Kn)	W TOTAL	MASA (Mg)	M.hi ^k	Cvx	fs (kN)	fs/Ro (kN)
CUBIERTA	14.00	515.60	572.26	1,087.86	110.89	420.85	19.06%	672.56	112,09
QUINTO	11.20	957.24	726.82	1,684.05	171.67	582.02	26.36%	930.12	155,02
CUARTO	8.40	957.24	726.82	1,684.05	171.67	503.26	22.79%	804.26	134,04
TERCERO	5.60	957.24	726.82	1,684.05	171.67	410.02	18.57%	655.25	109,21
SEGUNDO	2.80	957.24	743.62	1,700.85	173.38	291.73	13.21%	466.21	77,70
SUMATORIAS				7,840.88	799.27	2,207.88	100%	3,528.40	

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

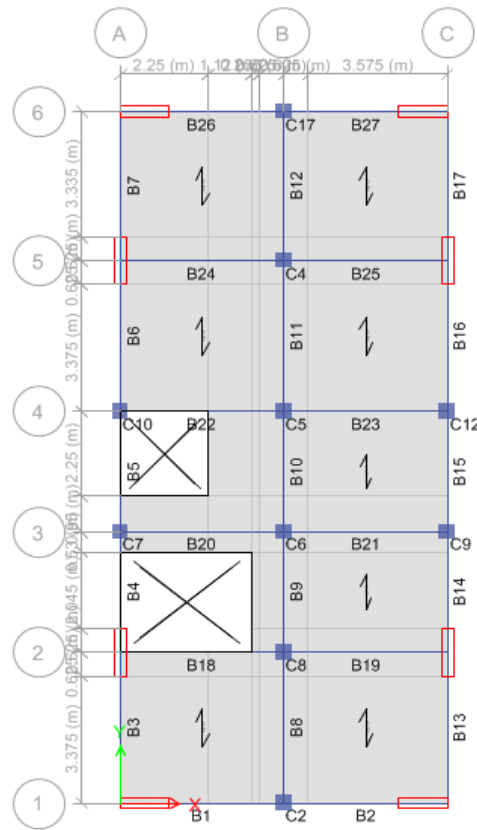
Tabla 11 - Análisis de Torsión accidental

TORSIÓN ACCIDENTAL												
NIVEL	hi	fs	fs/Ro	L(x)	e(x)	L(y)	e(y)	Δx	MTx	MTy	MTx - Ro	MTy - Ro
CUBIERTA	14.00 m	672.56 kN	134.51 kN	8.70 m	0.44 m	18.66 m	0.93 m	1	292.56 kN.m	627.50 kN.m	48,76 kN.m	104,58 kN.m
QUINTO	11.20 m	930.12 kN	186.02 kN	8.70 m	0.44 m	18.66 m	0.93 m	1	404.60 kN.m	867.80 kN.m	67,43 kN.m	144,63 kN.m
CUARTO	8.40 m	804.26 kN	160.85 kN	8.70 m	0.44 m	18.66 m	0.93 m	1	349.85 kN.m	750.38 kN.m	58,31 kN.m	125,06 kN.m
TERCERO	5.60 m	655.25 kN	131.05 kN	8.70 m	0.44 m	18.66 m	0.93 m	1	285.03 kN.m	611.35 kN.m	47,51 kN.m	101,89 kN.m
SEGUNDO	2.80 m	466.21 kN	93.24 kN	8.70 m	0.44 m	18.66 m	0.93 m	1	202.80 kN.m	434.98 kN.m	33,80 kN.m	72,50 kN.m

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

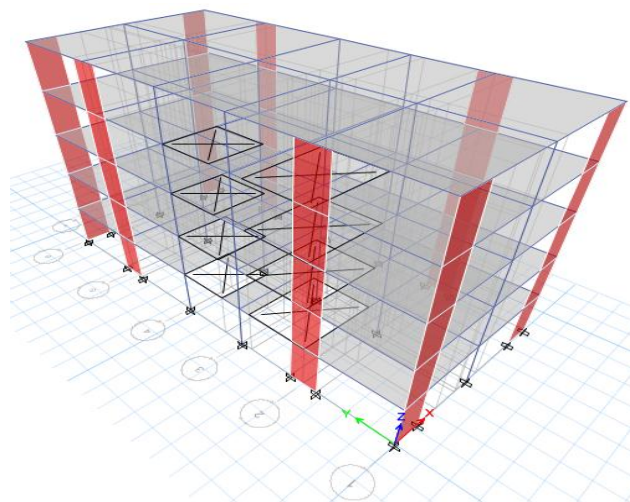
Planta y Alzado Modelo ETABS Estructura 1

Imagen 12 - Planta modelo matemático Estructura 1



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

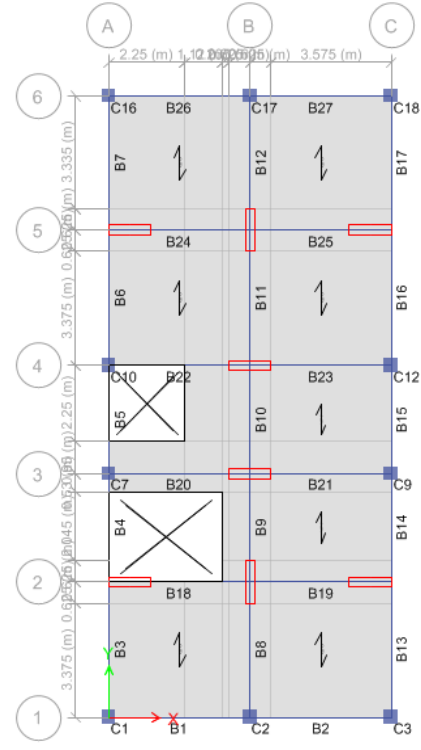
Imagen 13 - Alzado modelo matemático Estructura 1



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

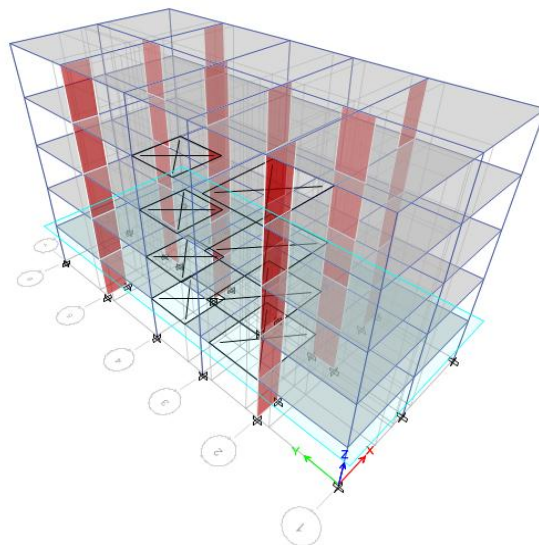
Planta y Alzado Modelo ETABS Estructura 2

Imagen 14 - Planta modelo matemático Estructura 2



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

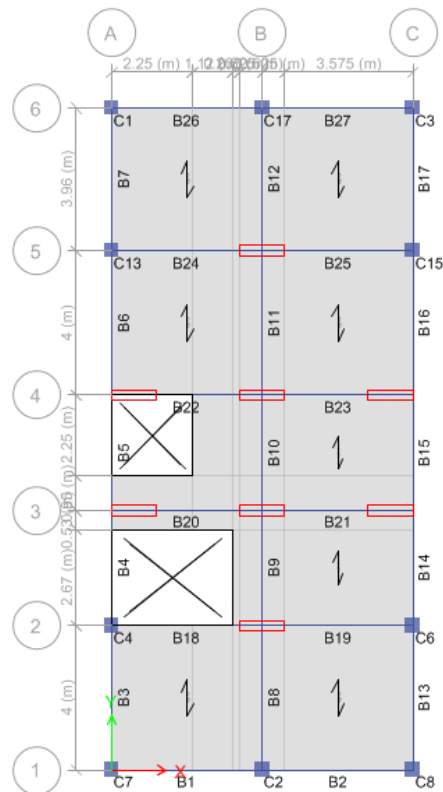
Imagen 15 - Alzado modelo matemático Estructura 2



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

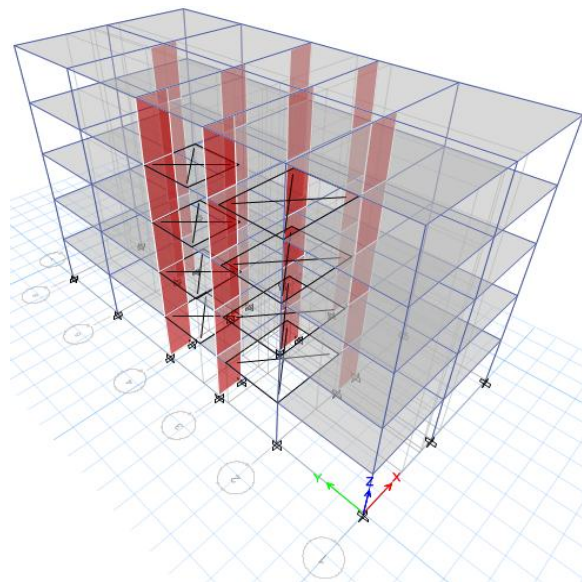
Planta y Alzado Modelo ETABS Estructura 3

Imagen 16 - Planta modelo matemático Estructura 3



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Imagen 17 - Alzado modelo matemático Estructura 3



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

A continuación se realiza un análisis de irregularidades en planta de las tres estructuras en la planta del 5 piso como se muestra a continuación:

Tabla 12 - Análisis Irregularidad Torsional Estructura 1

Irregularidad Torsional Estructura 1 Piso 5 - Vertice 1 y Vertice 18							
UX				UY			
$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Δ_1	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Condición	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Δ_1	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Condición
25.55	19	21.9	No Aplica	-0.07	-0.4	-0.06	No Aplica
-25.62	-17.4	-21.96	No Aplica	-0.07	-0.5	-0.06	No Aplica
25.55	17.3	21.9	No Aplica	-0.07	0.4	-0.06	No Aplica
-25.69	-19.1	-22.02	No Aplica	-0.07	0.3	-0.06	No Aplica
-0.07	1.8	-0.06	No Aplica	18.48	12.3	15.84	No Aplica
0	1.7	0	No Aplica	-18.55	-14	-15.9	No Aplica
0	-1.7	0	No Aplica	18.48	14	15.84	No Aplica
0	-1.9	0	No Aplica	-18.55	-12.4	-15.9	No Aplica
25.55	19	21.9	No Aplica	-0.07	-0.4	-0.06	No Aplica
-25.62	-17.4	-21.96	No Aplica	0	-0.4	0	No Aplica
25.55	17.3	21.9	No Aplica	0	0.4	0	No Aplica
-25.69	-19.1	-22.02	No Aplica	-0.07	0.3	-0.06	No Aplica
-0.07	1.8	-0.06	No Aplica	18.48	12.3	15.84	No Aplica
0	1.7	0	No Aplica	-18.55	-14	-15.9	No Aplica
0	-1.7	0	No Aplica	18.48	14	15.84	No Aplica
0	-1.9	0	No Aplica	-18.55	-12.4	-15.9	No Aplica

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 13 - Análisis Irregularidad Torsional Estructura 2

Irregularidad Torsional Estructura 2 Piso 5 - Vertice 1 y Vertice 18							
UX				UY			
$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Δ_1	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Condición	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Δ_1	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	Condición
19.46	14.9	16.68	No Aplica	-0.07	-0.5	-0.06	No Aplica
-19.11	-11.5	-16.38	No Aplica	-0.07	-1	-0.06	No Aplica
19.53	11.8	16.74	No Aplica	0	1	0	No Aplica
-19.04	-14.7	-16.32	No Aplica	0	0.5	0	No Aplica
0.14	3.7	0.12	No Aplica	24.15	15.6	20.7	No Aplica
0.07	3.3	0.06	No Aplica	-24.22	-18.8	-20.76	No Aplica
0.28	-3.1	0.24	No Aplica	24.08	18.7	20.64	No Aplica
0.28	-3.5	0.24	No Aplica	-24.22	-15.6	-20.76	No Aplica
19.39	14.9	16.62	No Aplica	0	-0.5	0	No Aplica
-19.18	-11.6	-16.44	No Aplica	0	-1	0	No Aplica

19.46	11.7	16.68	No Aplica	0	1	0	No Aplica
-19.11	-14.7	-16.38	No Aplica	0	0.5	0	No Aplica
0.07	3.7	0.06	No Aplica	24.15	15.6	20.7	No Aplica
0.07	3.3	0.06	No Aplica	-24.22	-18.8	-20.76	No Aplica
0.21	-3.2	0.18	No Aplica	24.08	18.7	20.64	No Aplica
0.21	-3.5	0.18	No Aplica	-24.15	-15.6	-20.7	No Aplica

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 14 - Análisis Irregularidad Torsional Estructura 3

Irregularidad Torsional Estructura 3 Piso 5 - Vertice 1 y Vertice 18							
UX				UY			
$1.4(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2})$	Δ_1	$1.2(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2})$	Condición	$1.4(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2})$	Δ_1	$1.2(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2})$	Condición
12.46	9.8	10.68	No Aplica	-0.14	-0.5	-0.12	No Aplica
-12.25	-6	-10.5	No Aplica	-0.07	-1.3	-0.06	No Aplica
12.53	6.5	10.74	No Aplica	-0.07	1.1	-0.06	No Aplica
-12.11	-9.3	-10.38	No Aplica	-0.14	0.2	-0.12	No Aplica
0	3.9	0	No Aplica	36.96	24.6	31.68	No Aplica
0	3.6	0	No Aplica	-37.17	-28.2	-31.86	No Aplica
0.21	-3.2	0.18	No Aplica	36.96	27.9	31.68	No Aplica
0.28	-3.5	0.24	No Aplica	-37.1	-24.8	-31.8	No Aplica
12.39	9.7	10.62	No Aplica	-0.07	-0.4	-0.06	No Aplica
-12.32	-6.1	-10.56	No Aplica	-0.07	-1.3	-0.06	No Aplica
12.46	6.4	10.68	No Aplica	-0.07	1.1	-0.06	No Aplica
-12.18	-9.4	-10.44	No Aplica	-0.07	0.3	-0.06	No Aplica
0	3.9	0	No Aplica	36.96	24.6	31.68	No Aplica
-0.07	3.5	-0.06	No Aplica	-37.1	-28.1	-31.8	No Aplica
0.21	-3.2	0.18	No Aplica	37.03	28	31.74	No Aplica
0.21	-3.6	0.18	No Aplica	-37.1	-24.8	-31.8	No Aplica

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

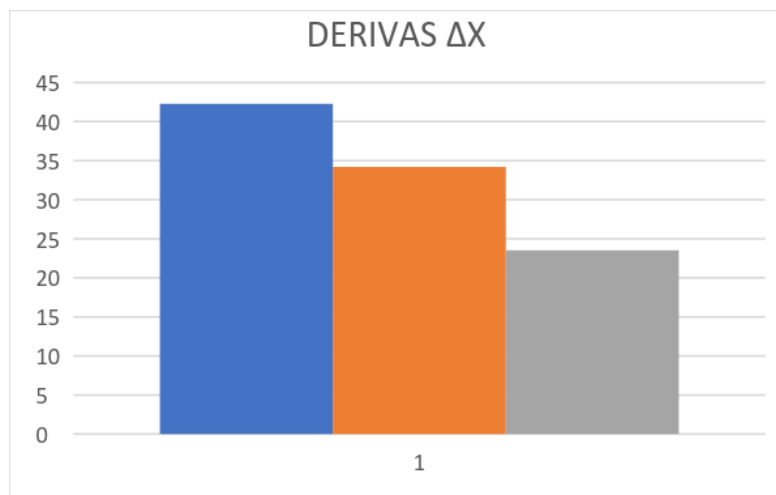
Se procede a realizar un análisis de desplazamientos en las tres estructuras y se tiene como resultado la siguiente comparación:

Tabla 15 - Desplazamientos Estructura 1

TABLE: Joint Displacements EDIFICIO 1									
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	ΔX	ΔY	Δ TOTAL	
CUBIERTA	1	3	ENVOLVENTE-T	4,2	3	0,6	0,4	0,72	
PISO 5	1	5	ENVOLVENTE-T	3,6	2,6	0,8	0,5	0,94	
PISO 4	1	7	ENVOLVENTE-T	2,8	2,1	1,1	0,8	1,36	
PISO 3	1	9	ENVOLVENTE-T	1,7	1,3	1,1	0,8	1,36	
PISO 2	1	1	ENVOLVENTE-T	0,6	0,5	0,6	0,5	0,78	
PISO 1	1	281	ENVOLVENTE-T	0	0	0	0	0,00	
						TOTALES	42,25	28,33	32,28

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 2 - Comparación derivas en los tres edificios ΔX



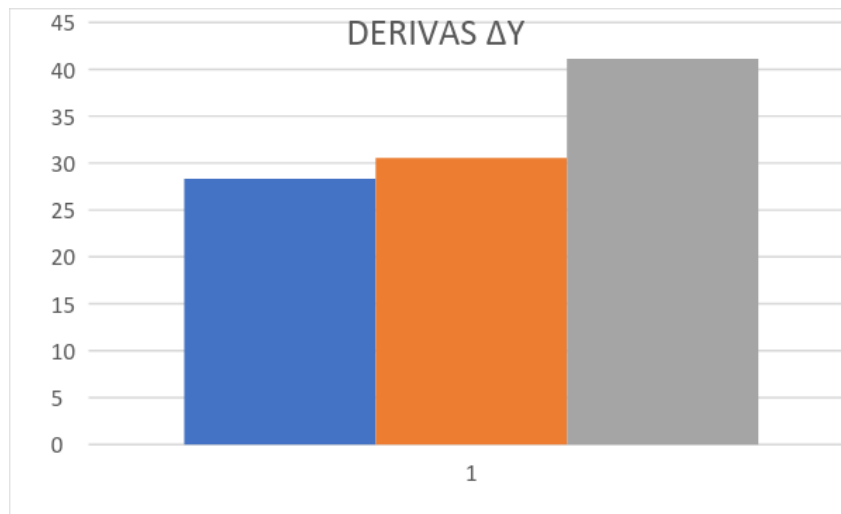
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 16 - Desplazamientos Estructura 2

TABLE: Joint Displacements EDIFICIO 2									
Story	Label	Unique Name		UX	UY	ΔX	ΔY	Δ	TOTAL
CUBIERTA	1	3	ENVOLVENTE-T	3,3	3,9	0,5	0,4		0,64
PISO 5	1	5	ENVOLVENTE-T	2,8	3,5	0,7	0,7		0,99
PISO 4	1	7	ENVOLVENTE-T	2,1	2,8	0,8	1		1,28
PISO 3	1	9	ENVOLVENTE-T	1,3	1,8	0,9	1,1		1,42
PISO 2	1	1	ENVOLVENTE-T	0,4	0,7	0,4	0,7		0,81
PISO 1	1	91	ENVOLVENTE-T	0	0	0	0		0,00
						TOTALES	34,21	30,56	29,18

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 3 - Comparación derivas en los tres edificios ΔY



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

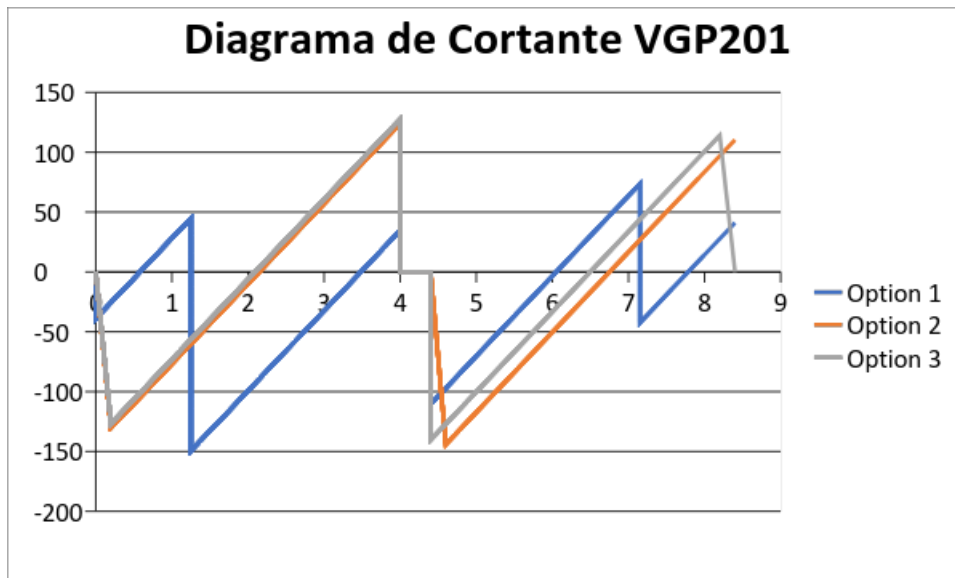
Tabla 17 - Desplazamientos Estructura 3

TABLE: Joint Displacements EDIFICIO 3									
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	ΔX	ΔY	Δ TOTAL	
CUBIERTA	1	3	ENVOLVENTE-T	2,2	5,6	0,4	0,4	0,57	
PISO 5	1	5	ENVOLVENTE-T	1,8	5,2	0,4	0,8	0,89	
PISO 4	1	7	ENVOLVENTE-T	1,4	4,4	0,6	1,4	1,52	
PISO 3	1	9	ENVOLVENTE-T	0,8	3	0,5	1,6	1,68	
PISO 2	1	1	ENVOLVENTE-T	0,3	1,4	0,3	1,4	1,43	
PISO 1	1	100	ENVOLVENTE-T	0	0	0	0	0,00	
TOTALES						23,54	41,11	38,54	

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

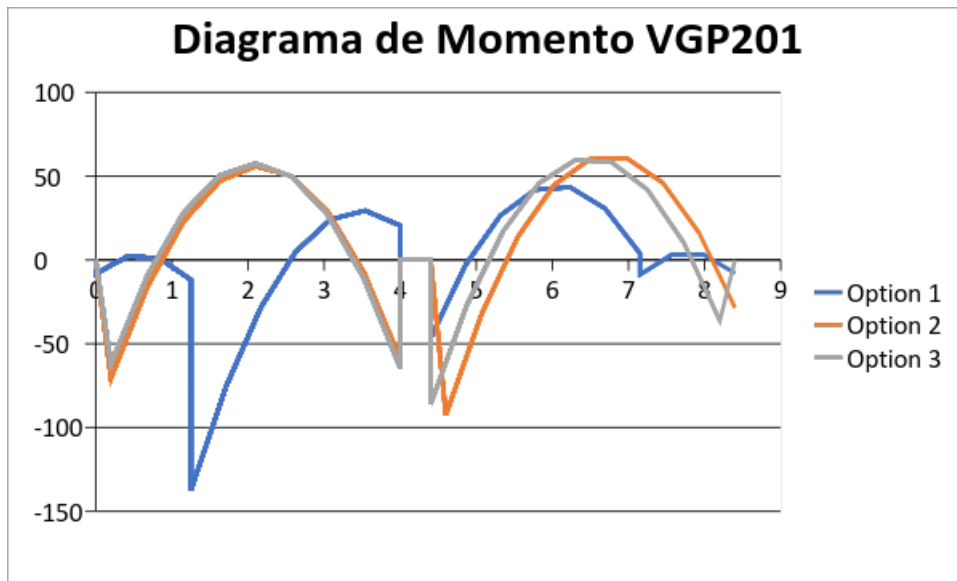
A continuación se realiza la comparación de cortantes y momentos en los elementos tipo viga para las tres estructuras en las que se tiene como resultado la siguiente información:

Gráfica 4 - Comparación diagrama de cortante VGP201 en los tres edificios.



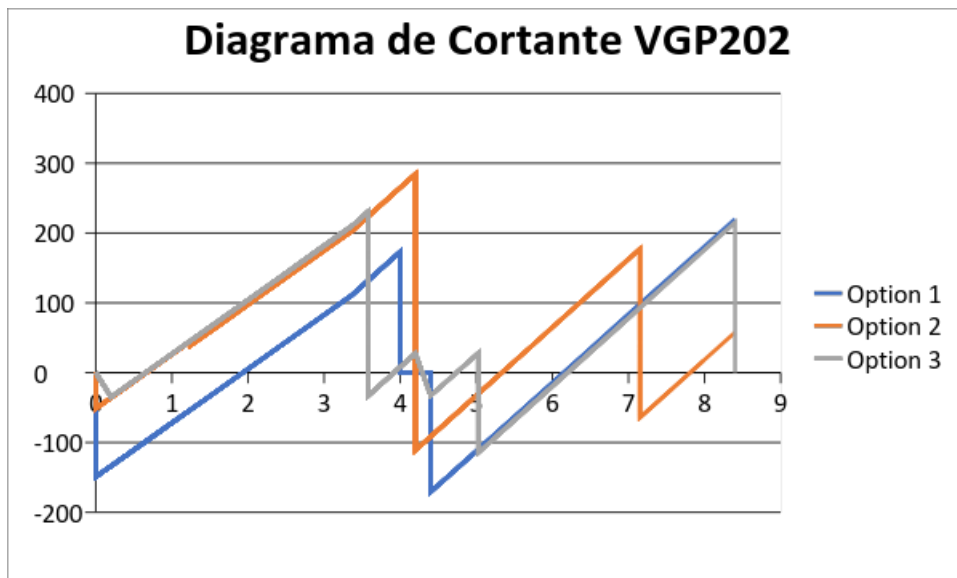
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 5 - Comparación diagrama de momento VGP201 en los tres edificios.



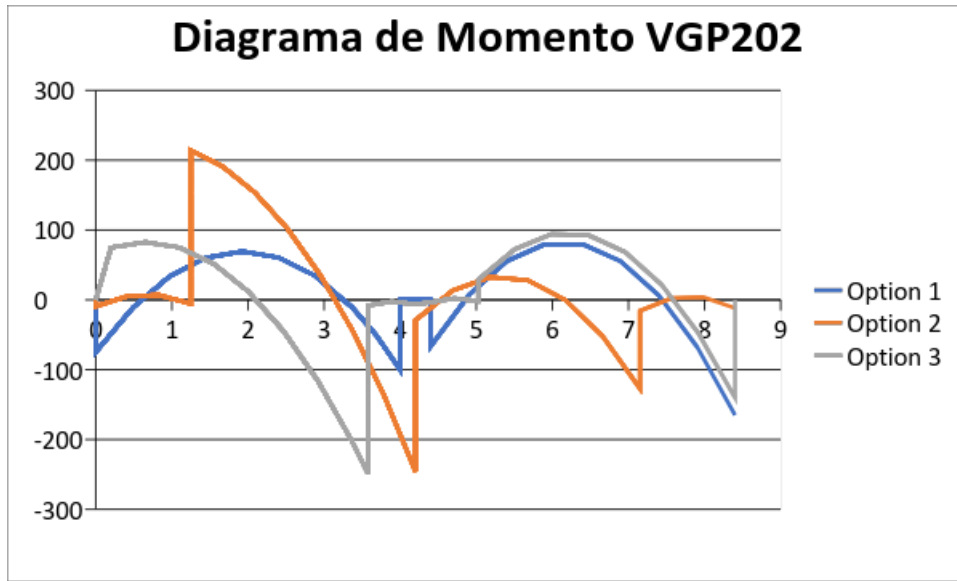
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 6 - Comparación diagrama de cortante VGP202 en los tres edificios.



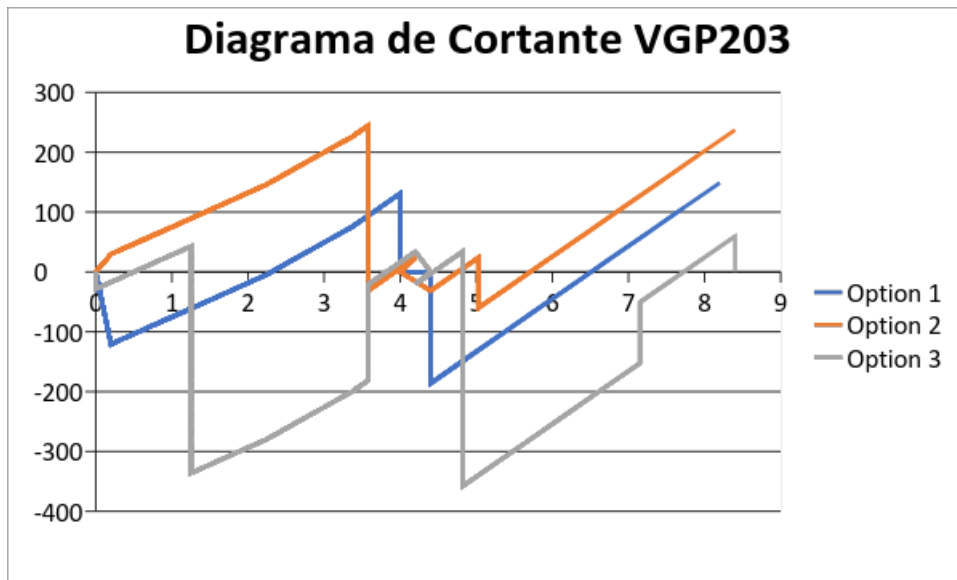
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 7 - Comparación diagrama de momento VGP202 en los tres edificios.



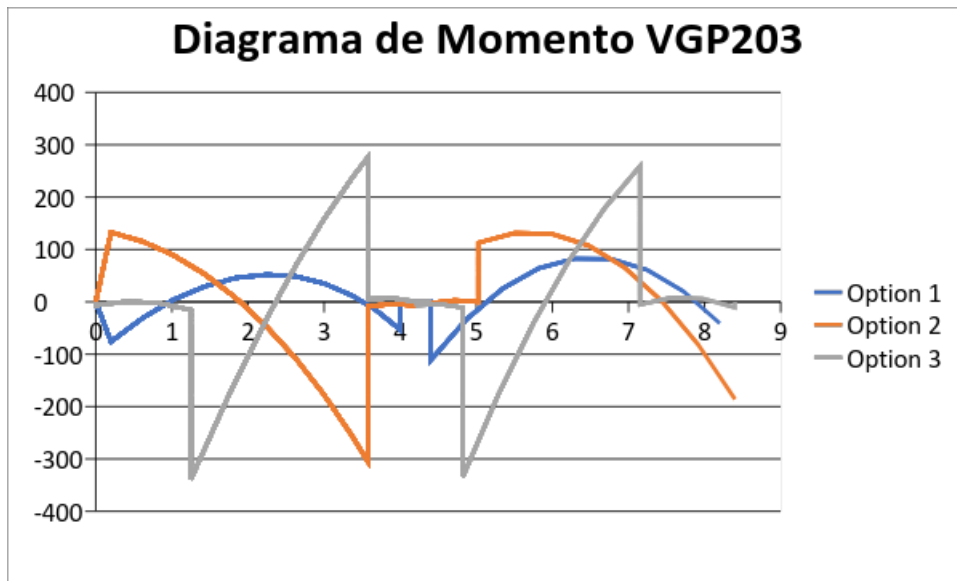
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 8 - Comparación diagrama de cortante VGP203 en los tres edificios.



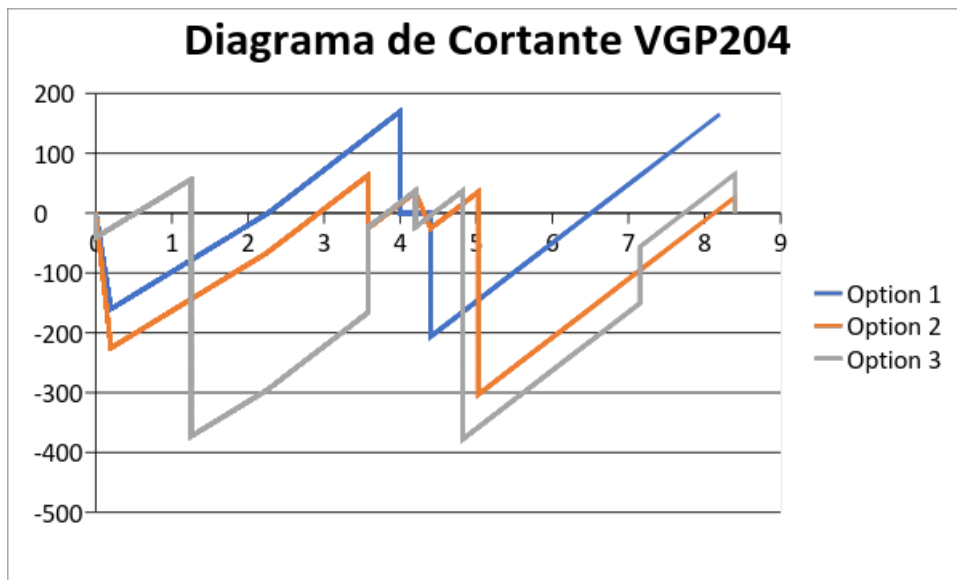
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 9 - Comparación diagrama de momento VGP203 en los tres edificios.



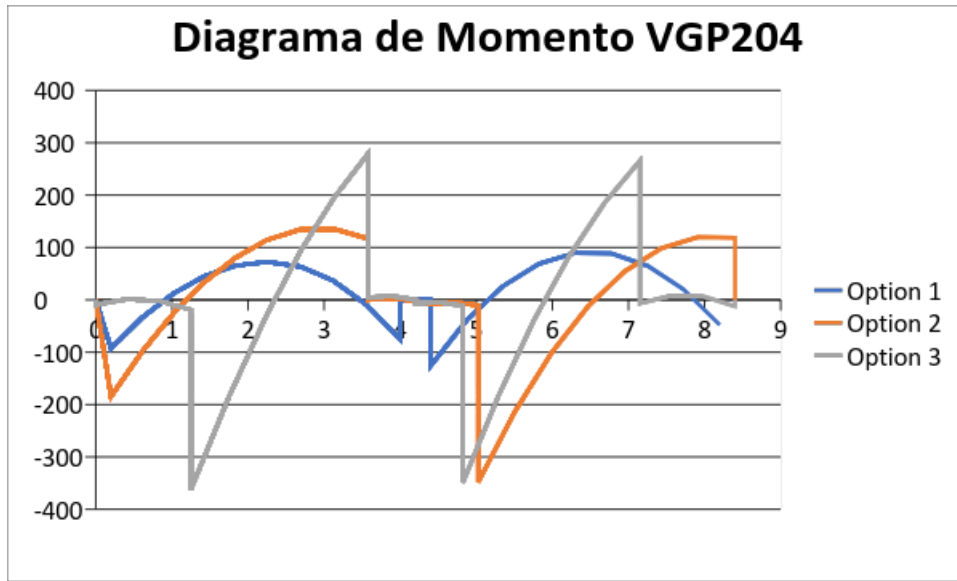
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 10 - Comparación diagrama de cortante VGP204 en los tres edificios.



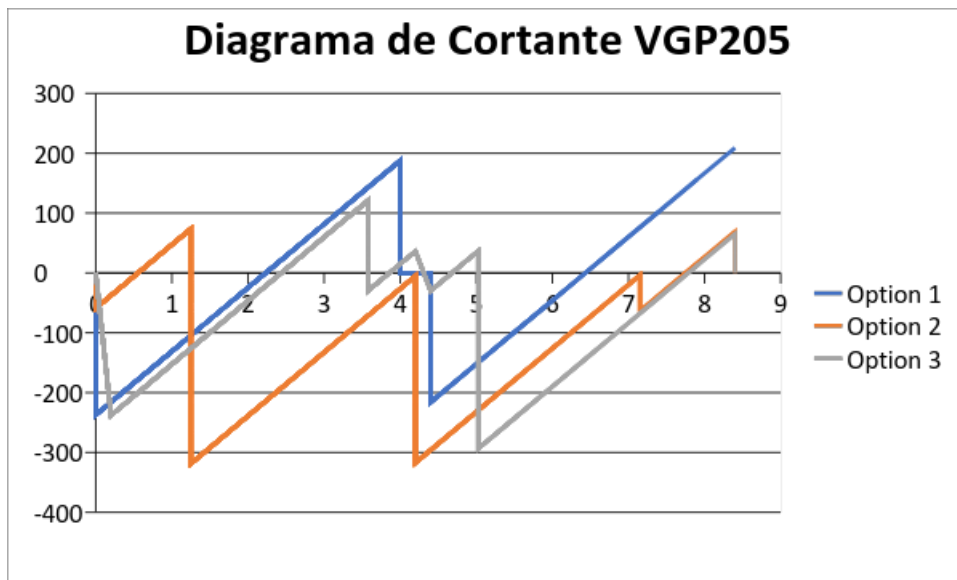
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 11 - Comparación diagrama momento VGP204 en los tres edificios.



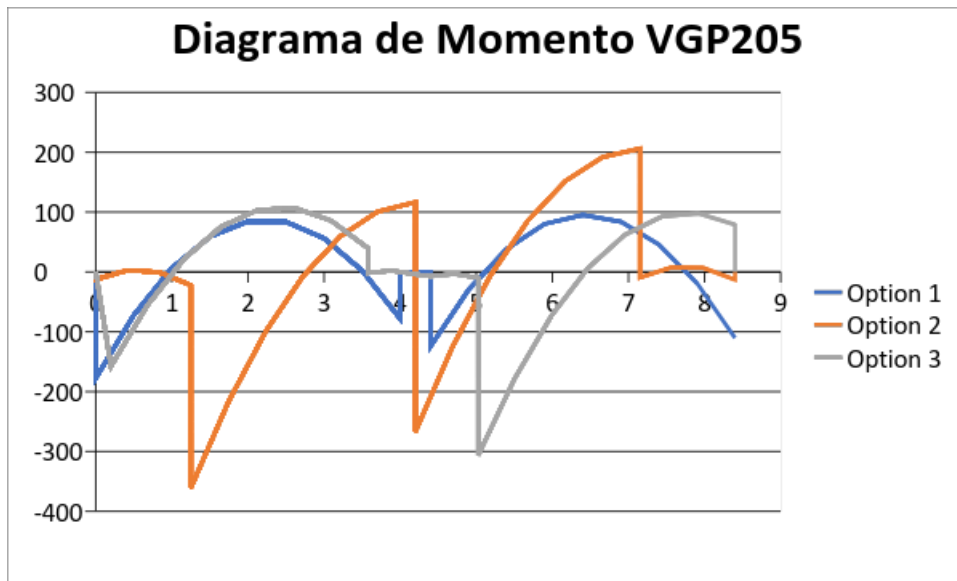
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 12 - Comparación diagrama cortante VGP205 en los tres edificios.



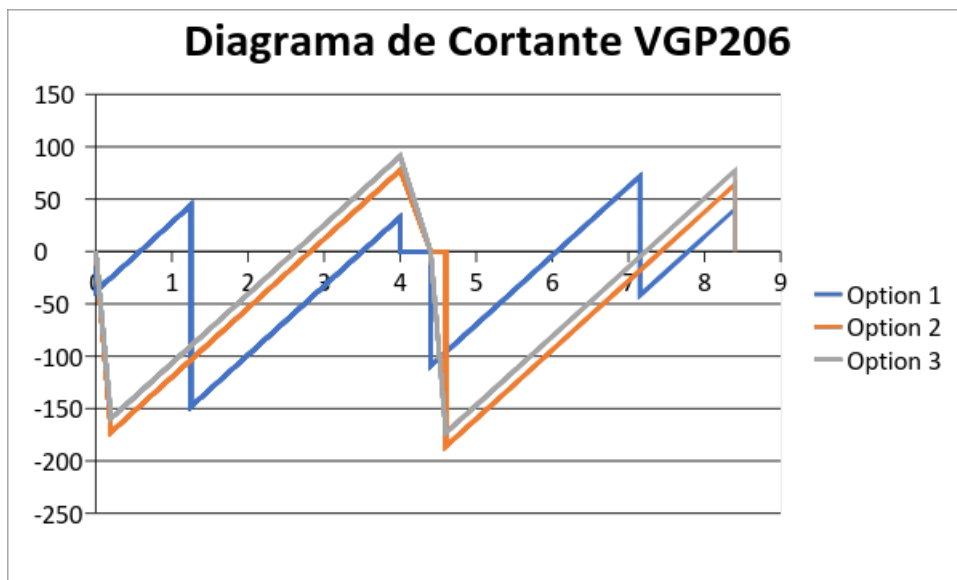
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 13 - Comparación diagrama momento VGP205 en los tres edificios.



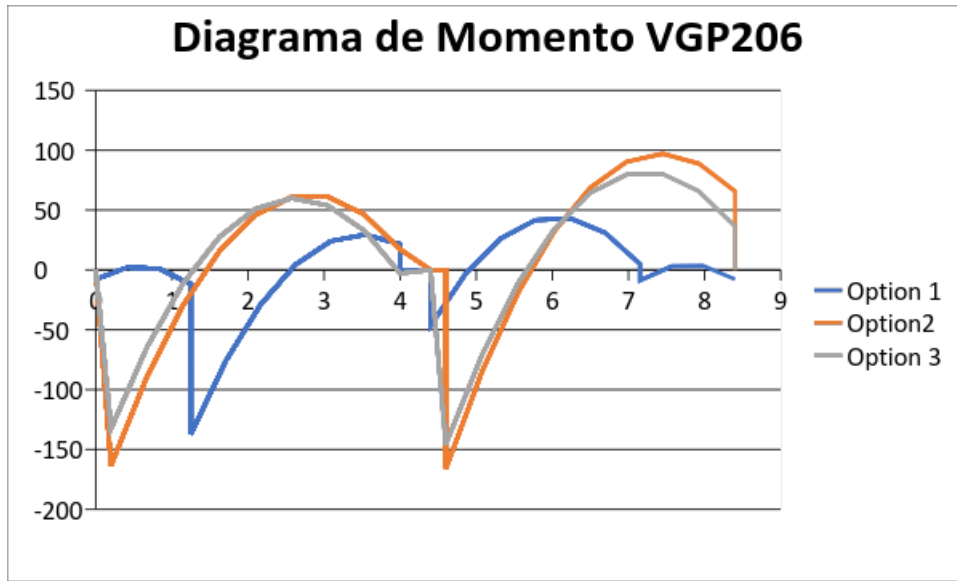
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 14 - Comparación diagrama cortante VGP206 en los tres edificios.



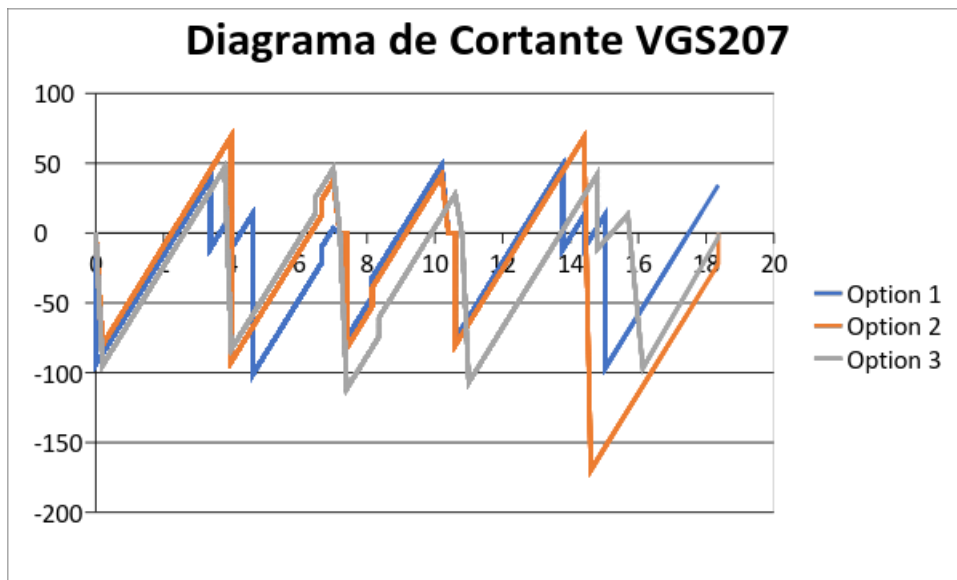
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 15 - Comparación diagrama momento VGP206 en los tres edificios.



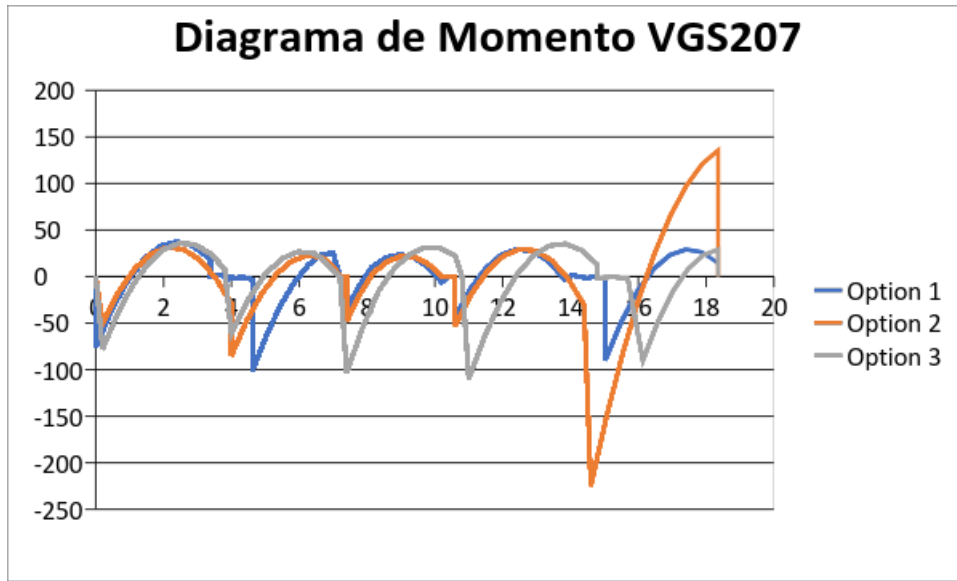
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 16 - Comparación diagrama cortante VGS207 en los tres edificios.



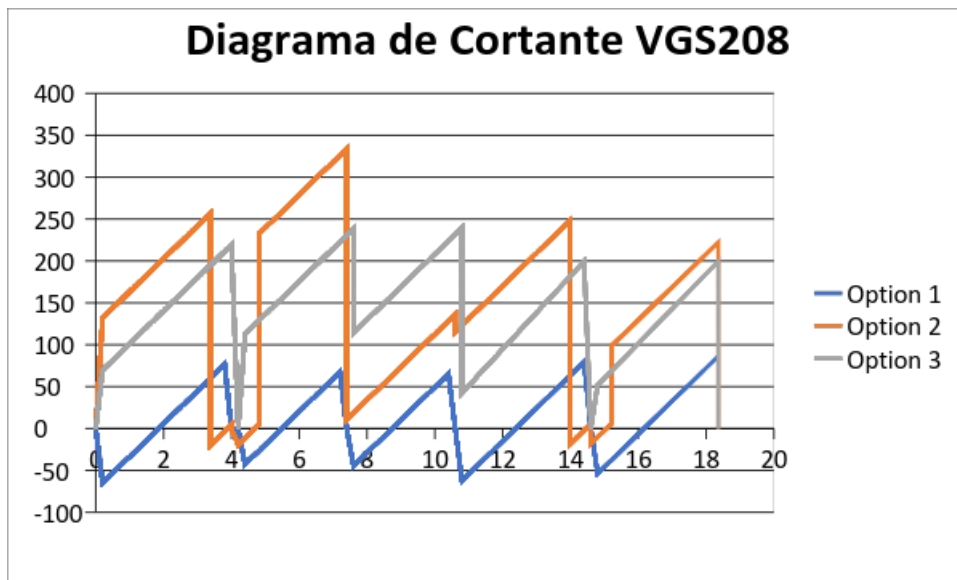
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 17 - Comparación diagrama momento VGP207 en los tres edificios



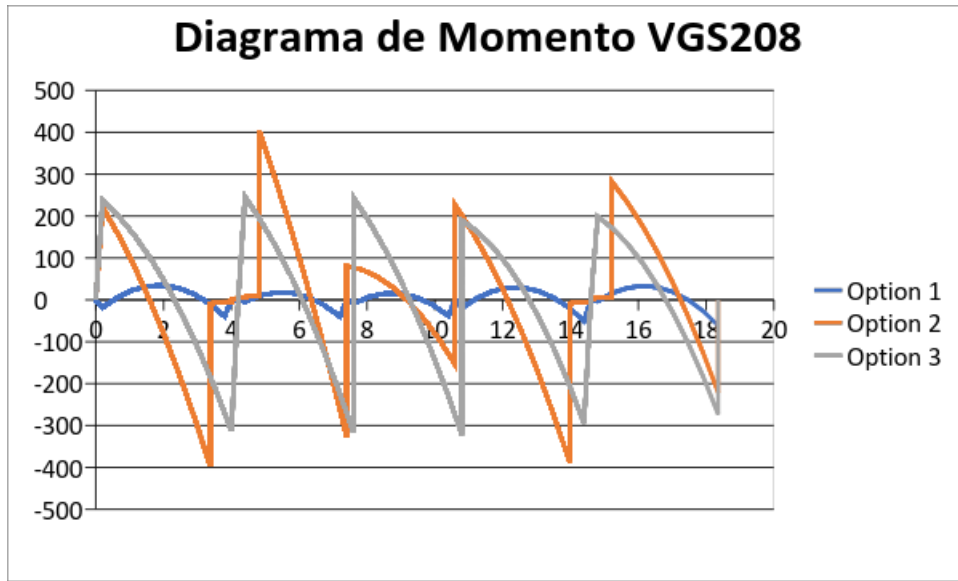
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 18 - Comparación diagrama cortante VGP208 en los tres edificios



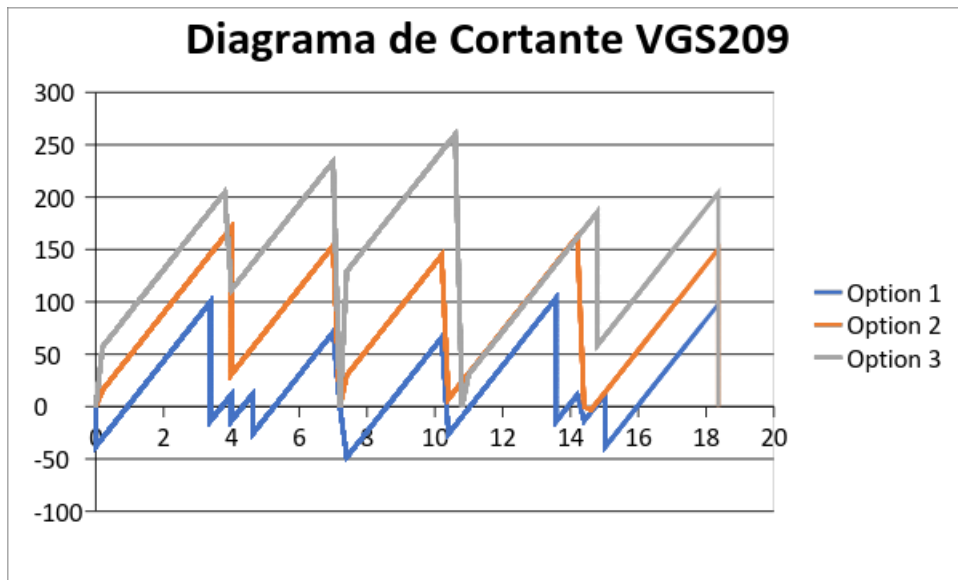
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 19 - Comparación diagrama momento VGP208 en los tres edificios



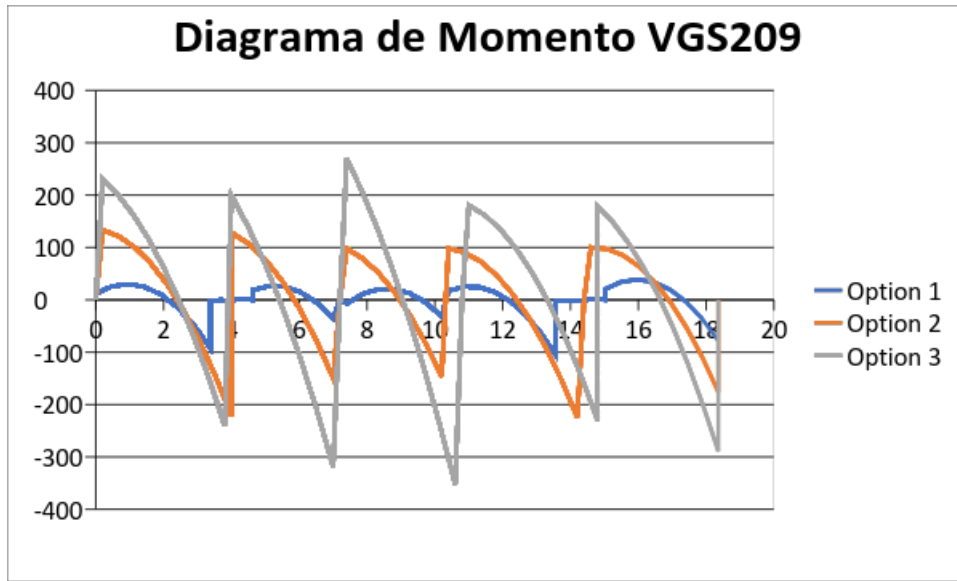
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 20 - Comparación diagrama cortante VGP209 en los tres edificios



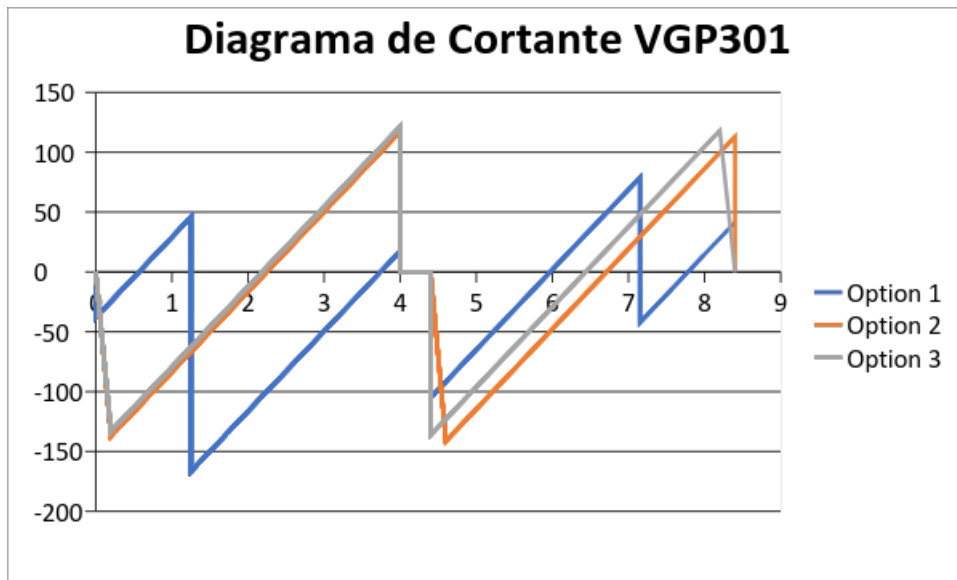
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 21 - Comparación diagrama momento VGP209 en los tres edificios



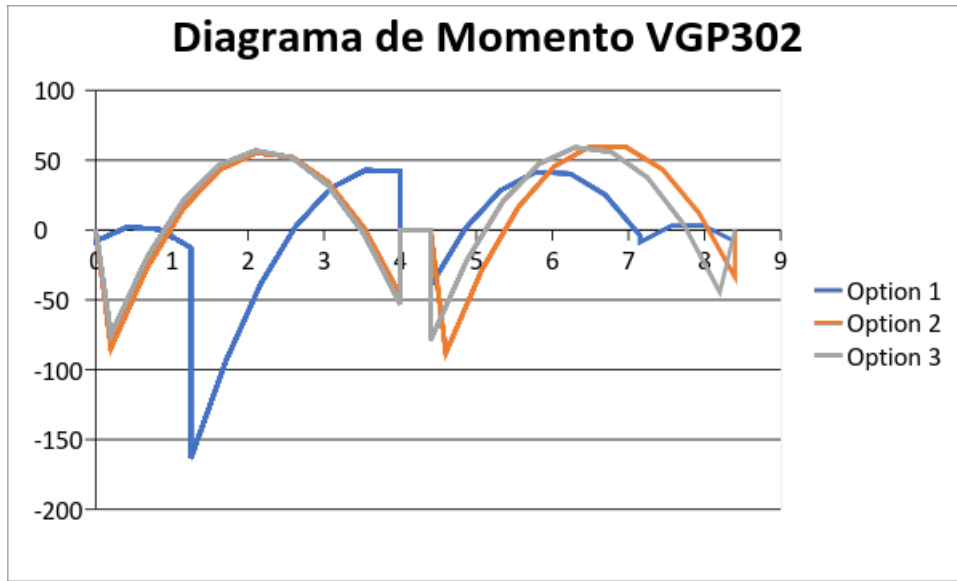
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 22 - Comparación diagrama cortante VGP301 en los tres edificios



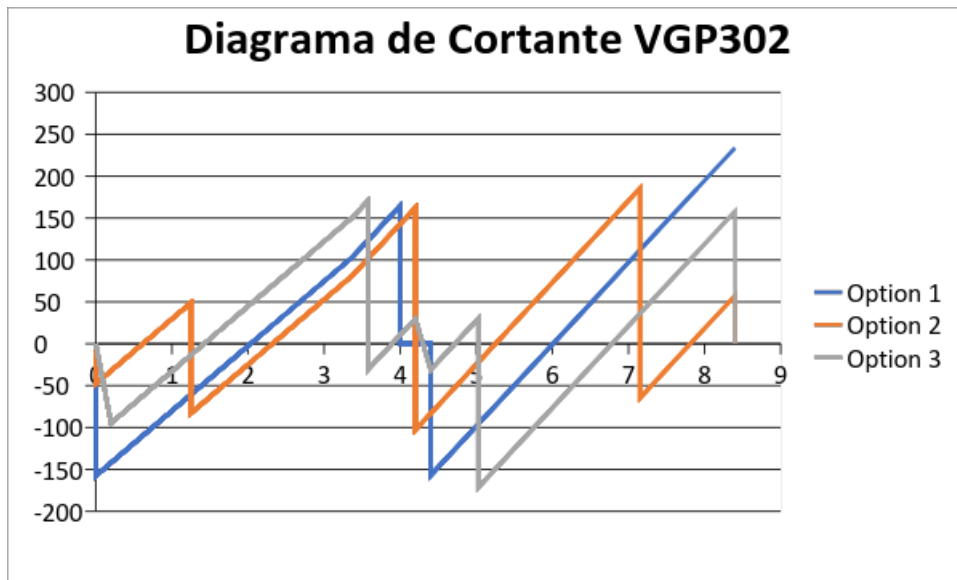
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 23 - Comparación diagrama momento VGP302 en los tres edificios



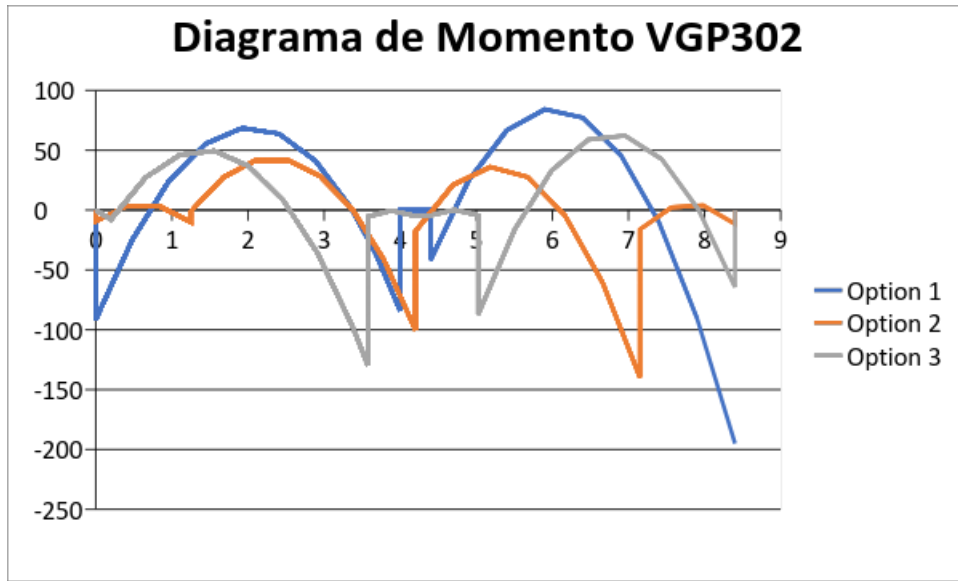
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 24 - Comparación diagrama cortante VGP302 en los tres edificios



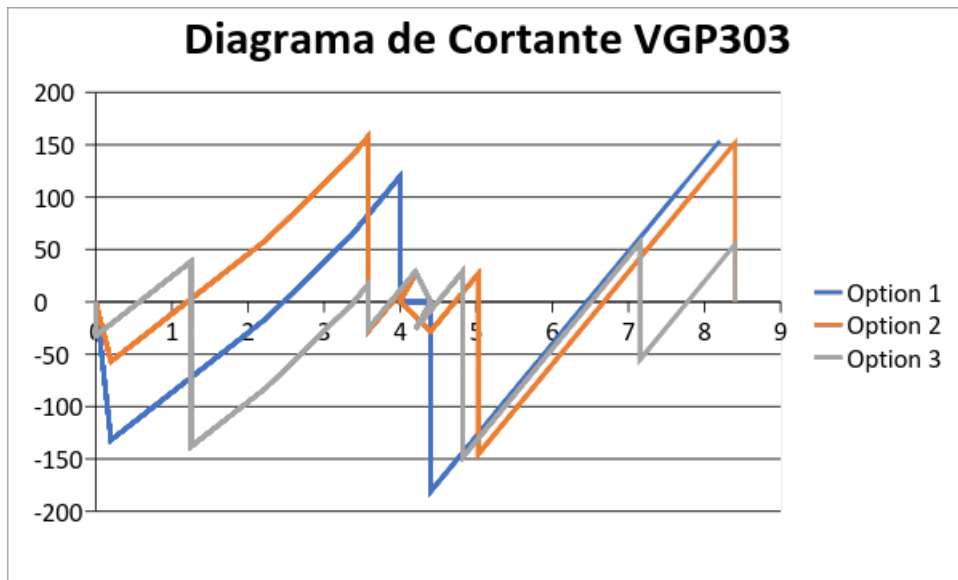
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 25 - Comparación diagrama momento VGP302 en los tres edificios



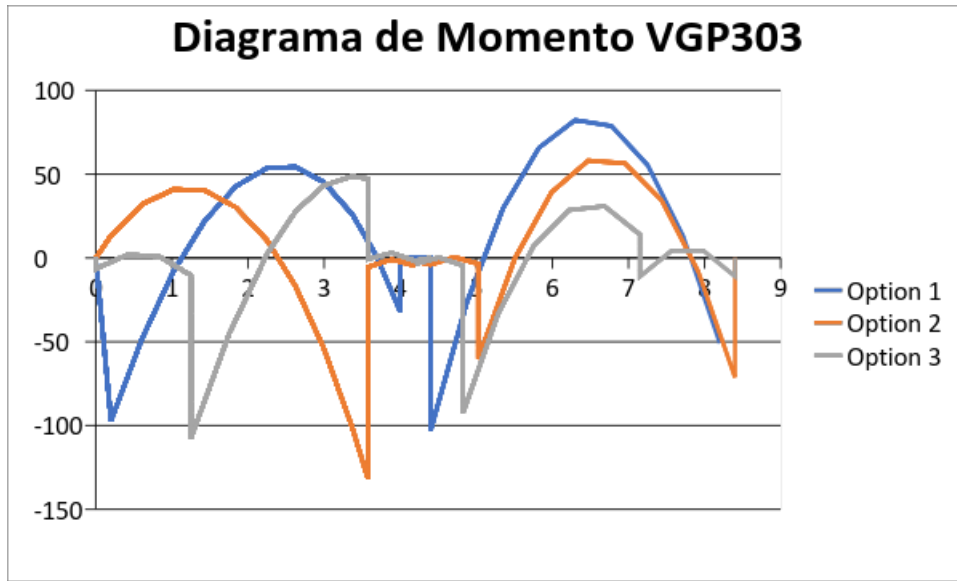
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 26 - Comparación diagrama cortante VGP303 en los tres edificios



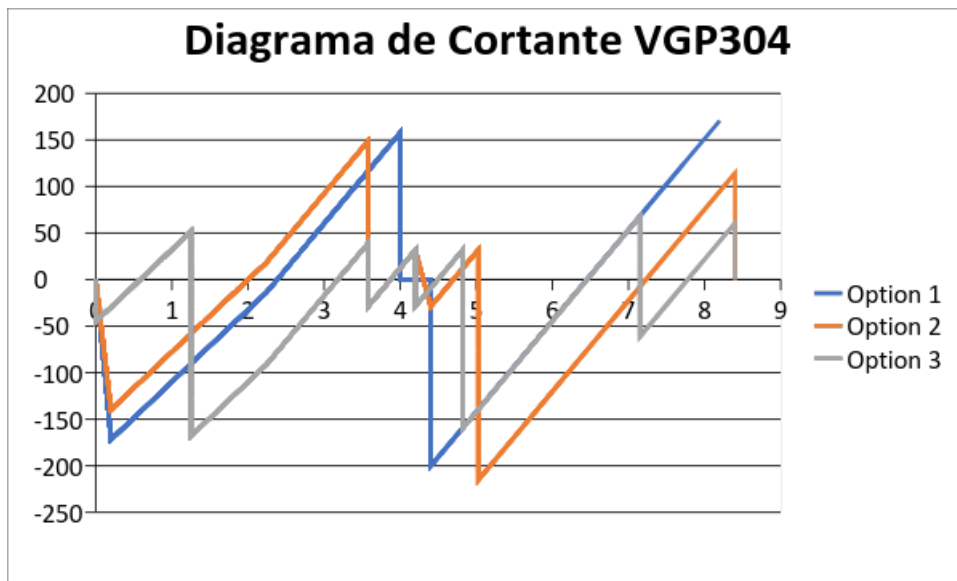
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 27 - Comparación diagrama momento VGP303 en los tres edificios



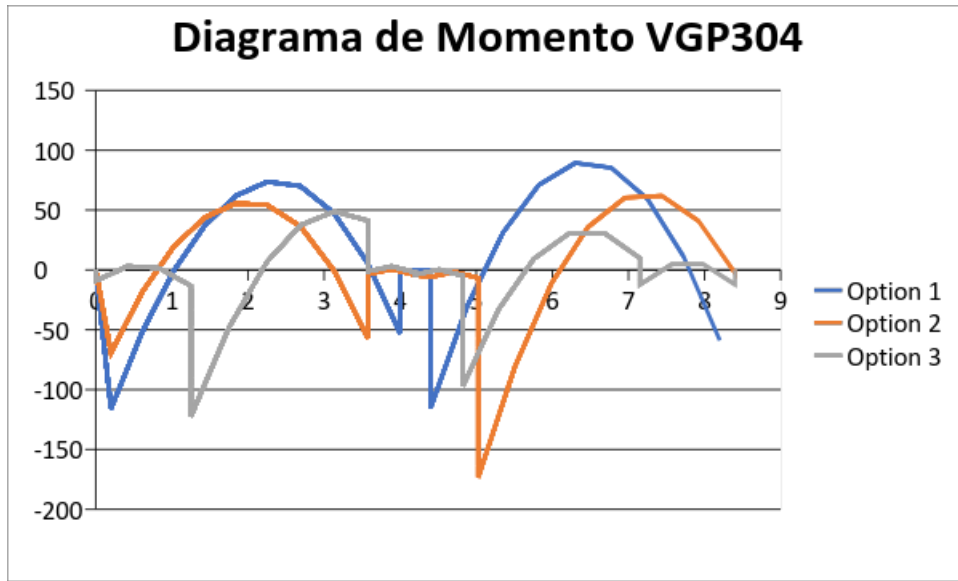
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 28 - Comparación diagrama cortante VGP304 en los tres edificios



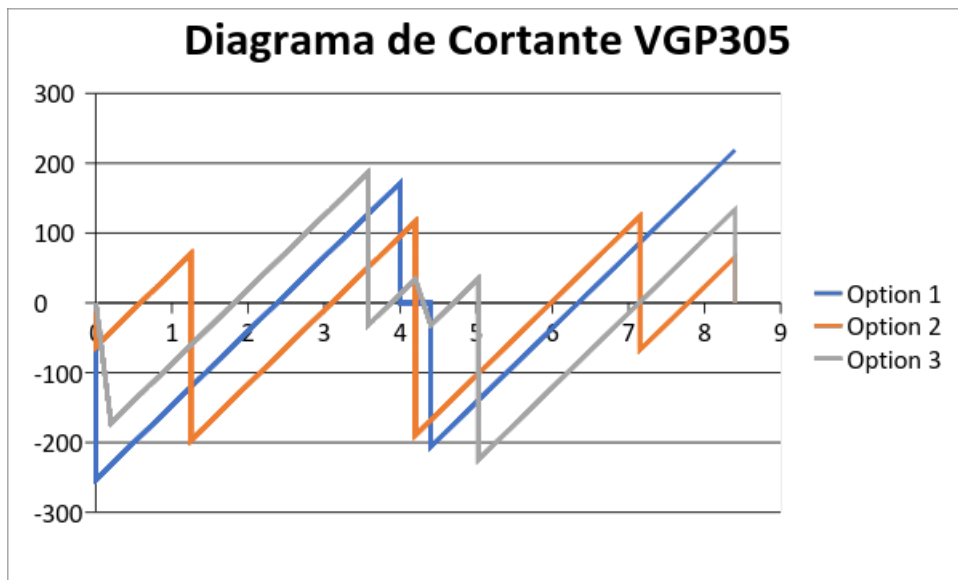
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 29 - Comparación diagrama momento VGP304 en los tres edificios



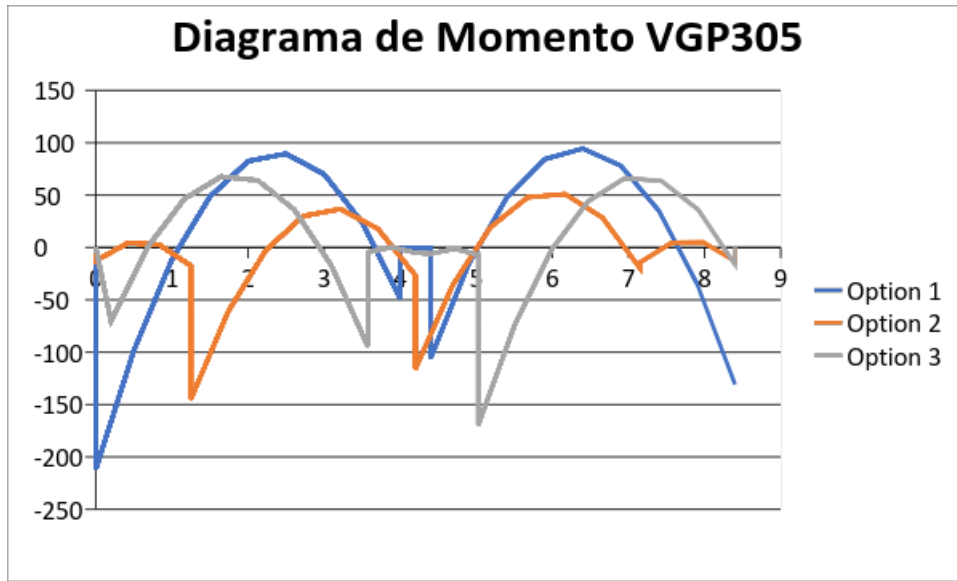
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 30 - Comparación diagrama cortante VGP305 en los tres edificios



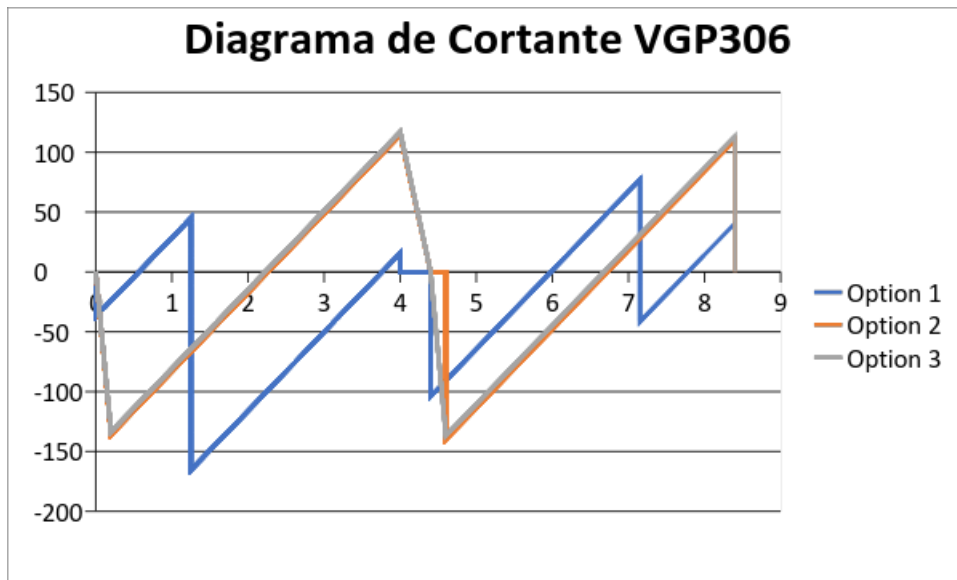
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 31 - Comparación diagrama momento VGP305 en los tres edificios



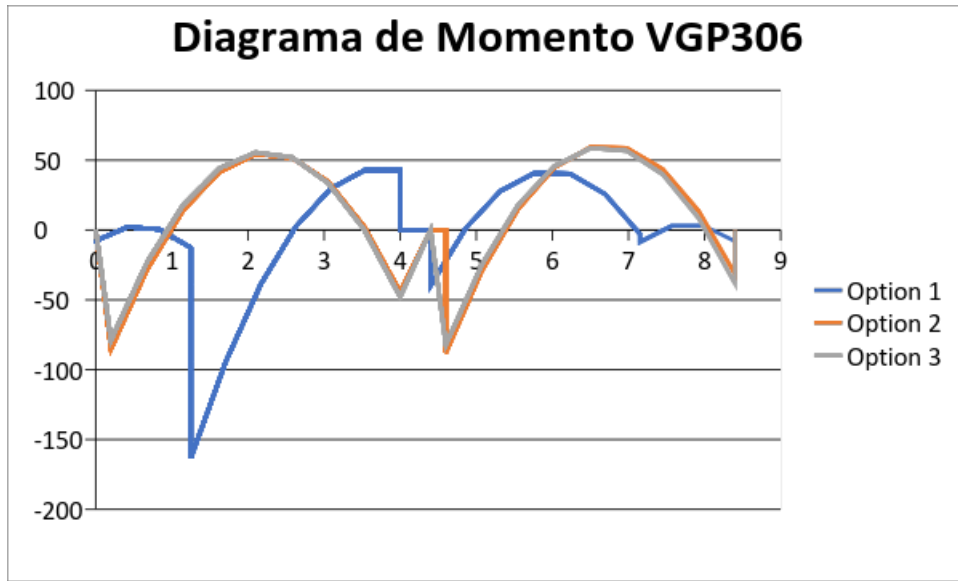
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 32 - Comparación diagrama cortante VGP306 en los tres edificios



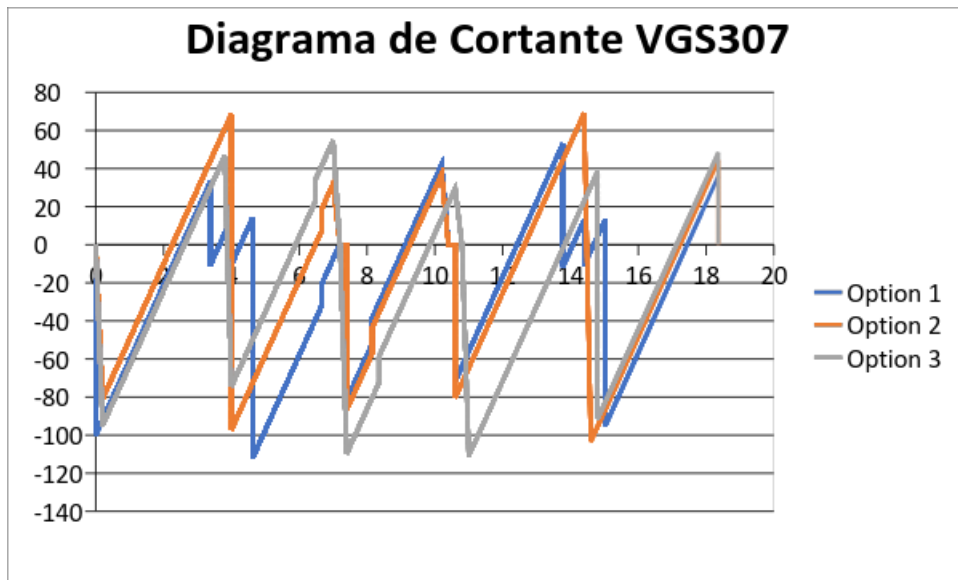
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 33 - Comparación diagrama momento VGP306 en los tres edificios



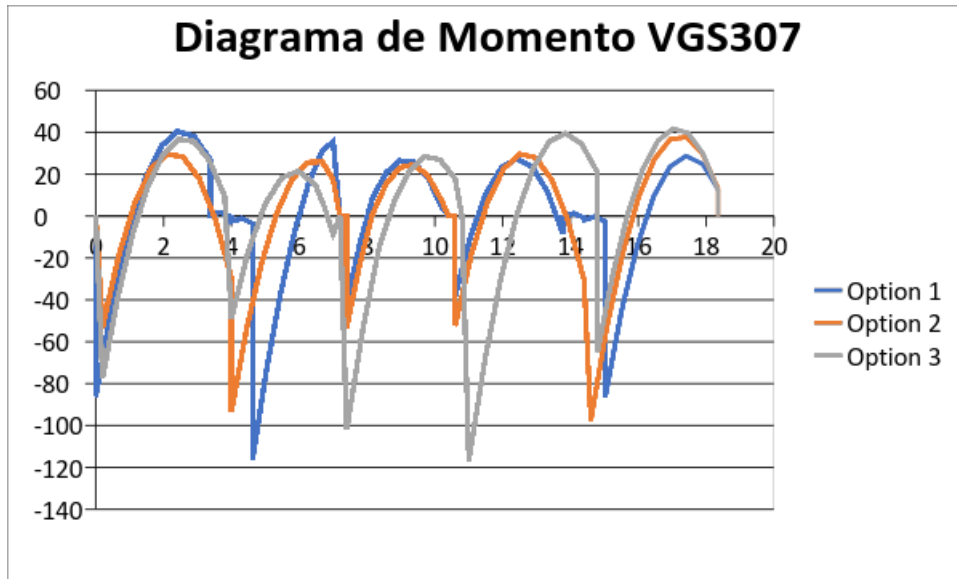
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 34 - Comparación diagrama cortante VGP307 en los tres edificios



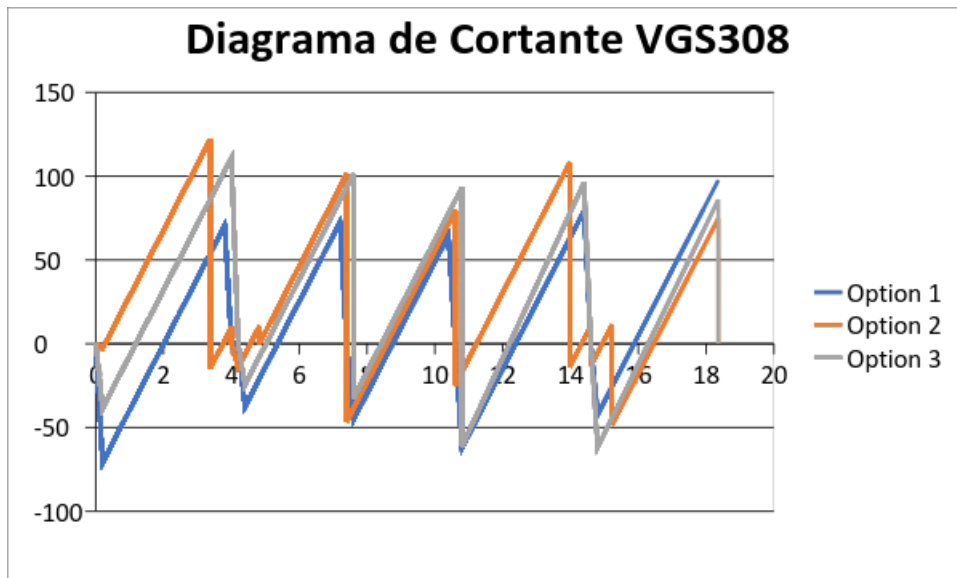
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 35 - Comparación diagrama momento VGP307 en los tres edificios



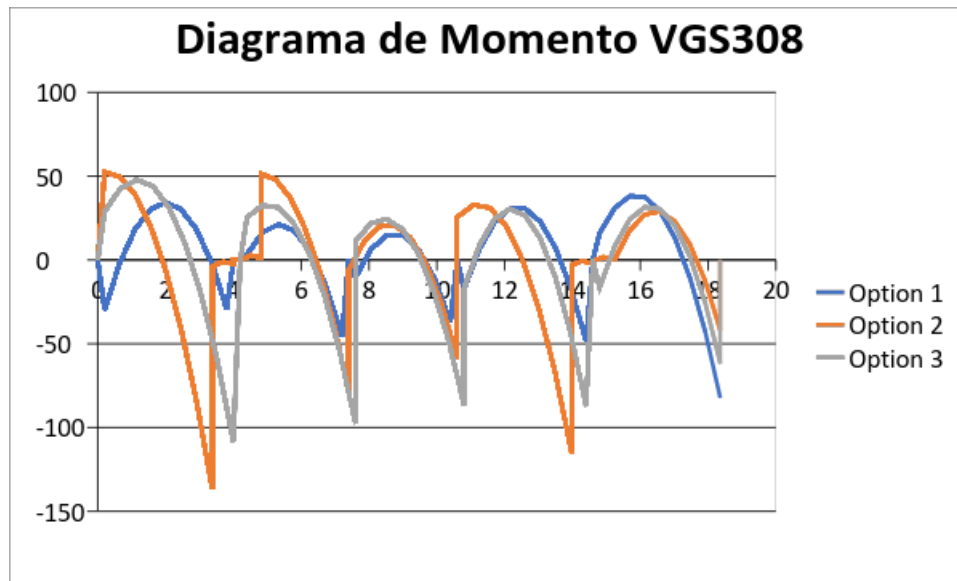
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 36 - Comparación diagrama cortante VGP308 en los tres edificios



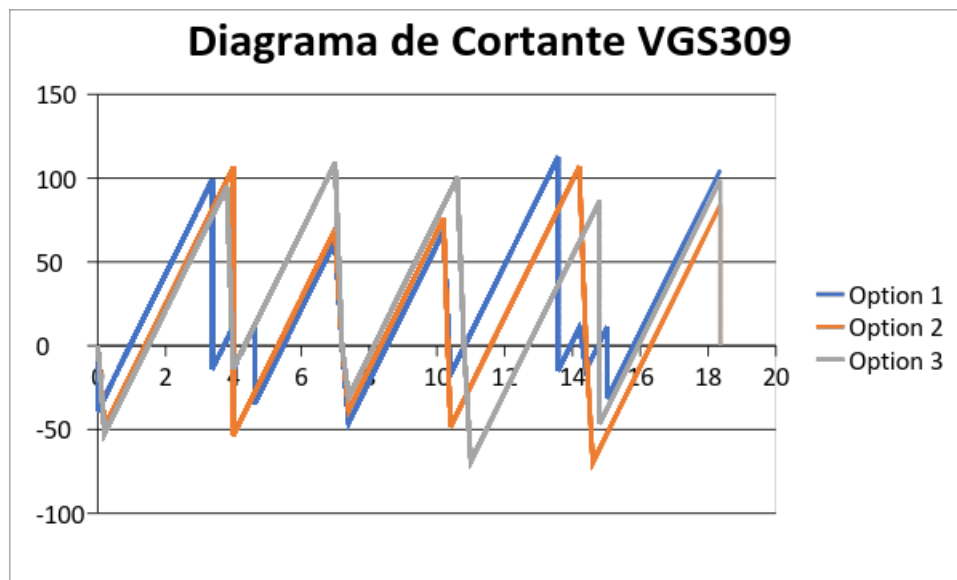
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 37 - Comparación diagrama momento VGP308 en los tres edificios



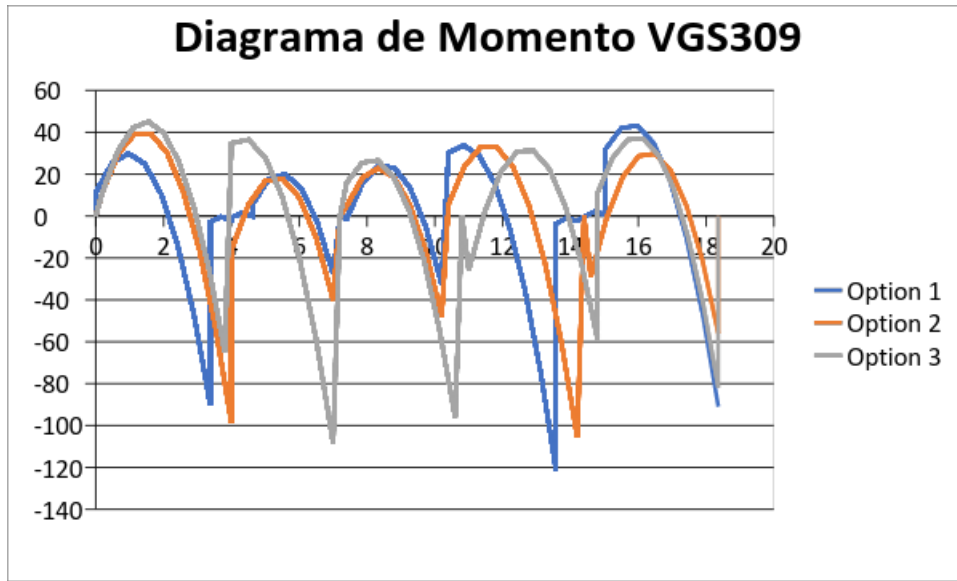
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 38 - Comparación diagrama cortante VGP309 en los tres edificios



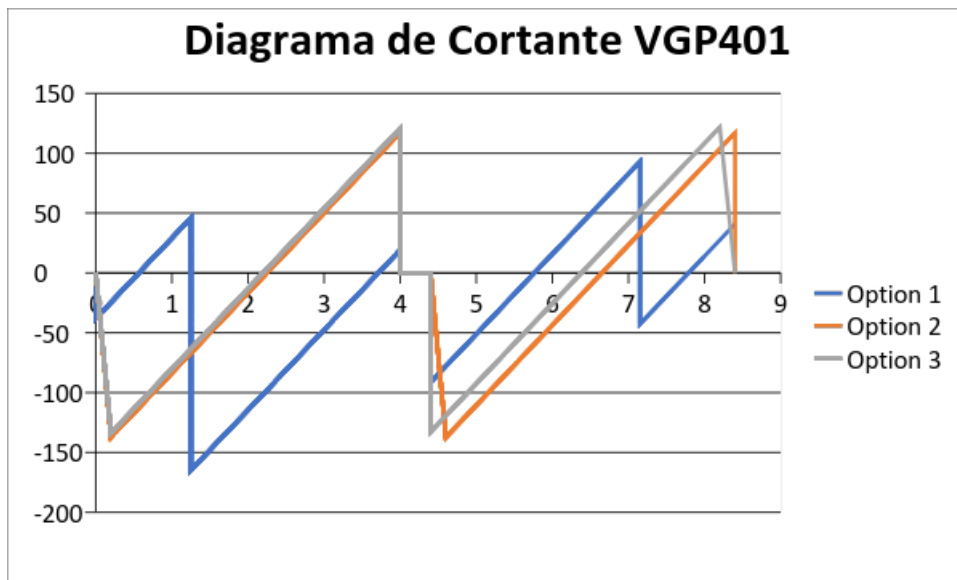
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 39 - Comparación diagrama momento VGP309 en los tres edificios



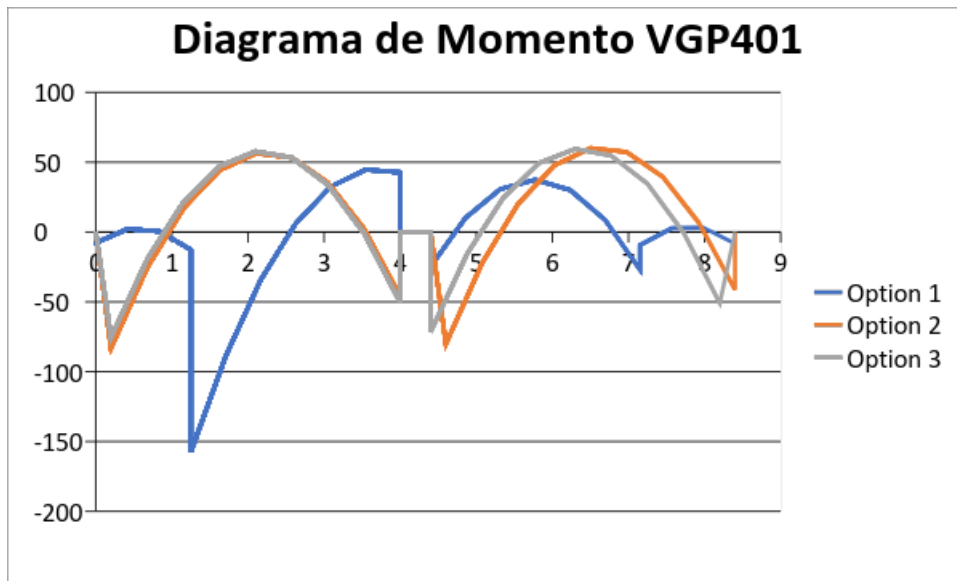
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 40 - Comparación diagrama cortante VGP401 en los tres edificios



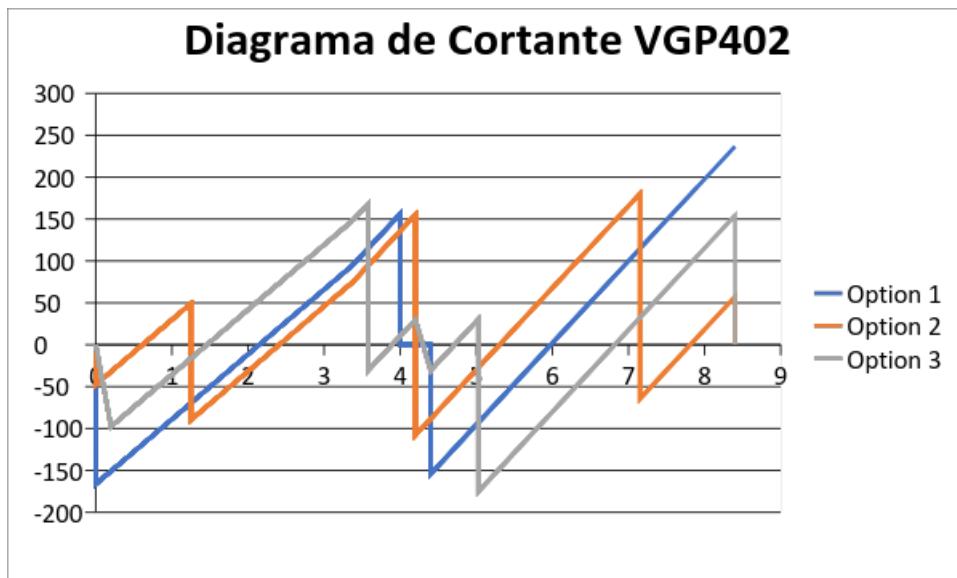
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 41 - Comparación diagrama momento VGP401 en los tres edificios



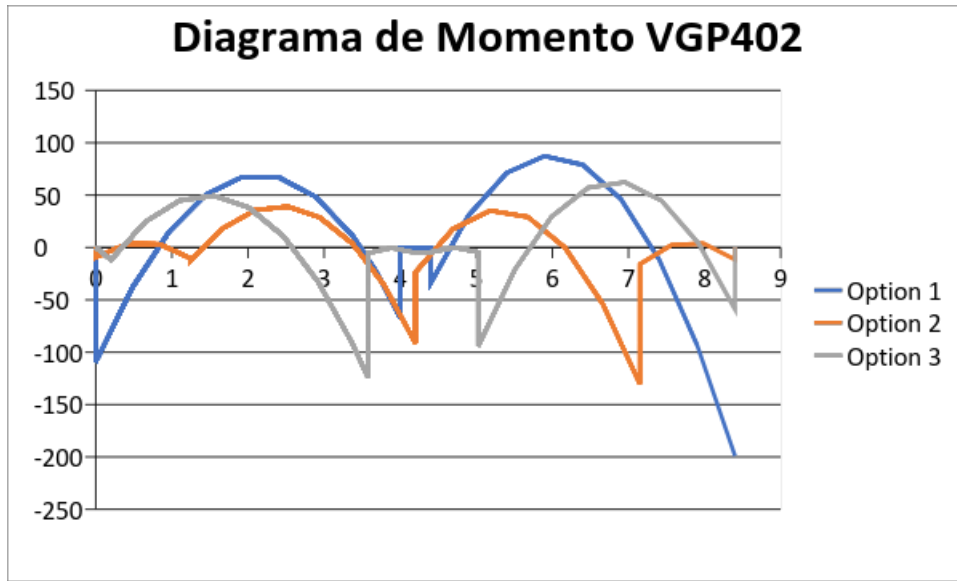
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 42 - Comparación diagrama cortante VGP402 en los tres edificios



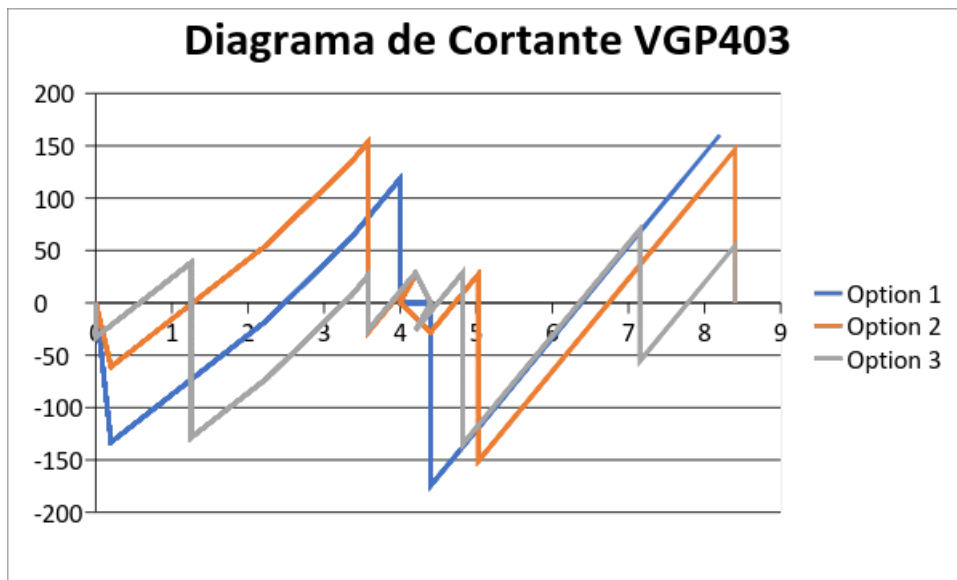
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 43 - Comparación diagrama momento VGP402 en los tres edificios



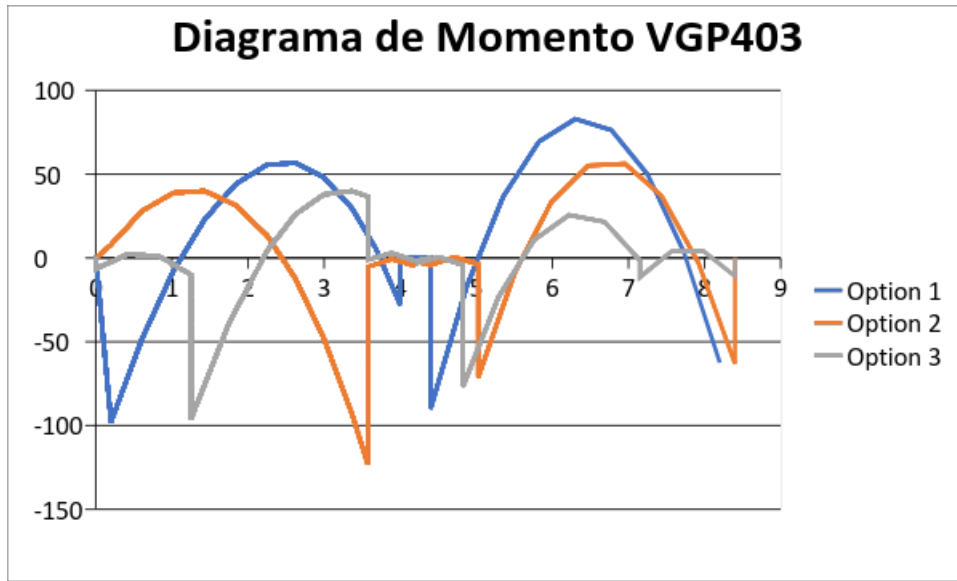
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 44 - Comparación diagrama cortante VGP403 en los tres edificios



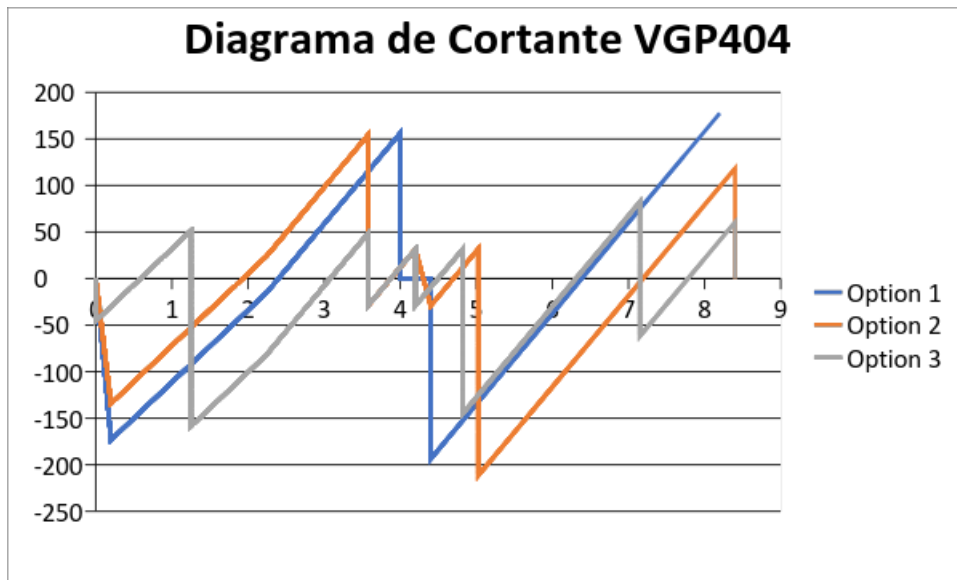
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 45 - Comparación diagrama momento VGP403 en los tres edificios



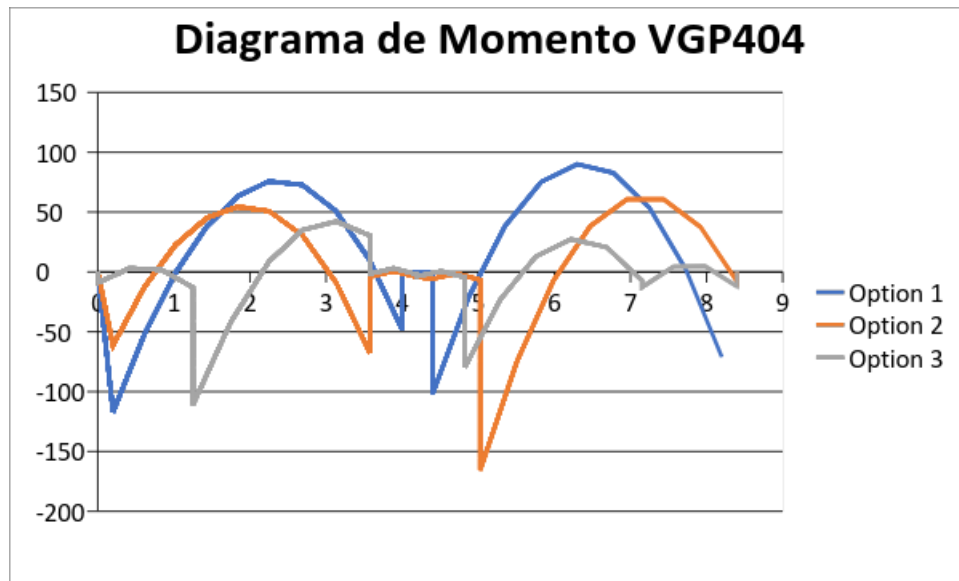
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 46 - Comparación diagrama cortante VGP404 en los tres edificios



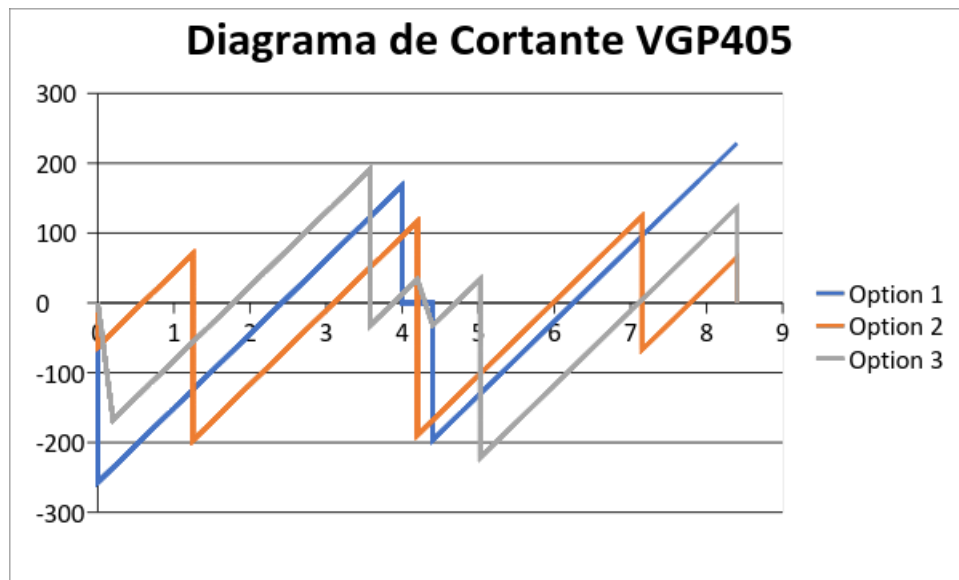
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 47 - Comparación diagrama momento VGP404 en los tres edificios



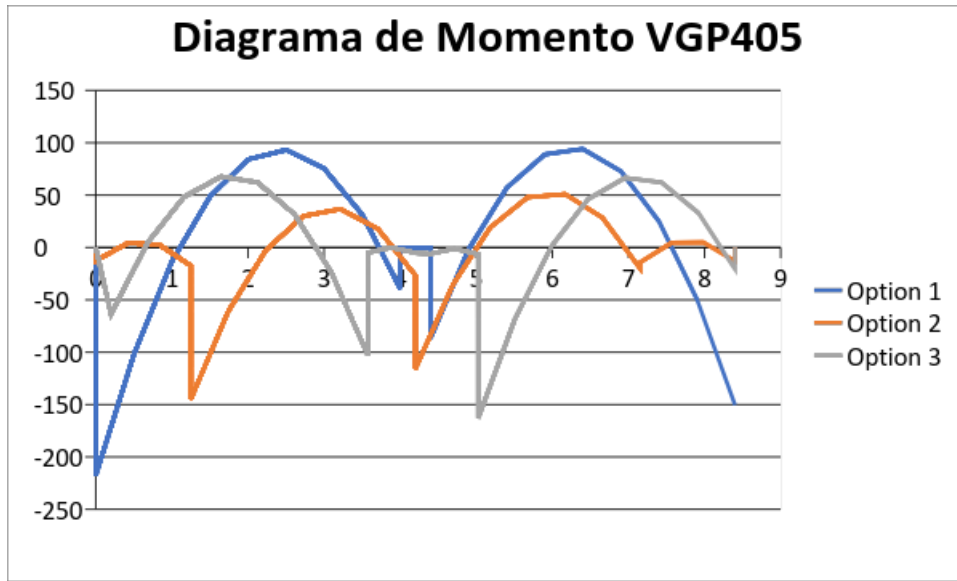
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 48 - Comparación diagrama cortante VGP405 en los tres edificios



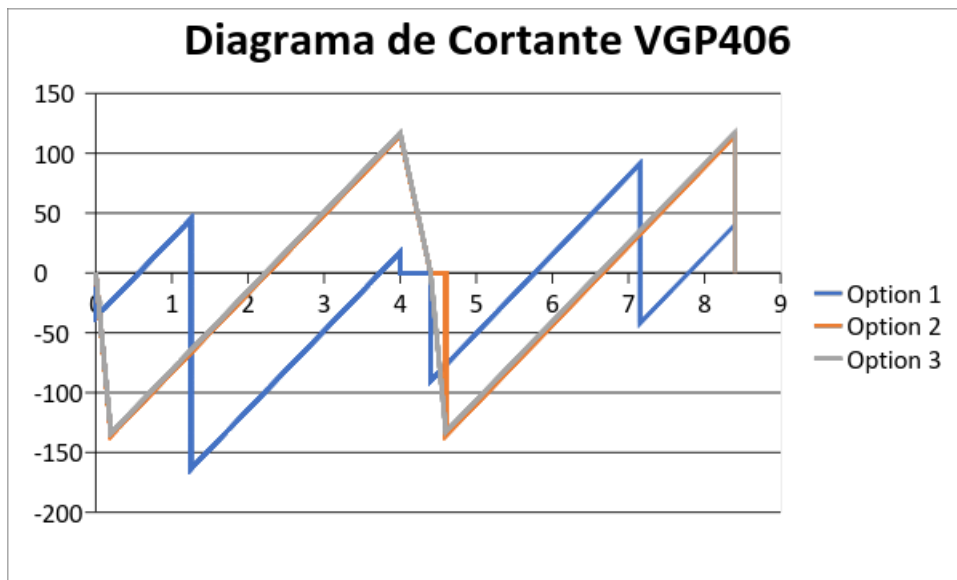
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 49 - Comparación diagrama momento VGP405 en los tres edificios



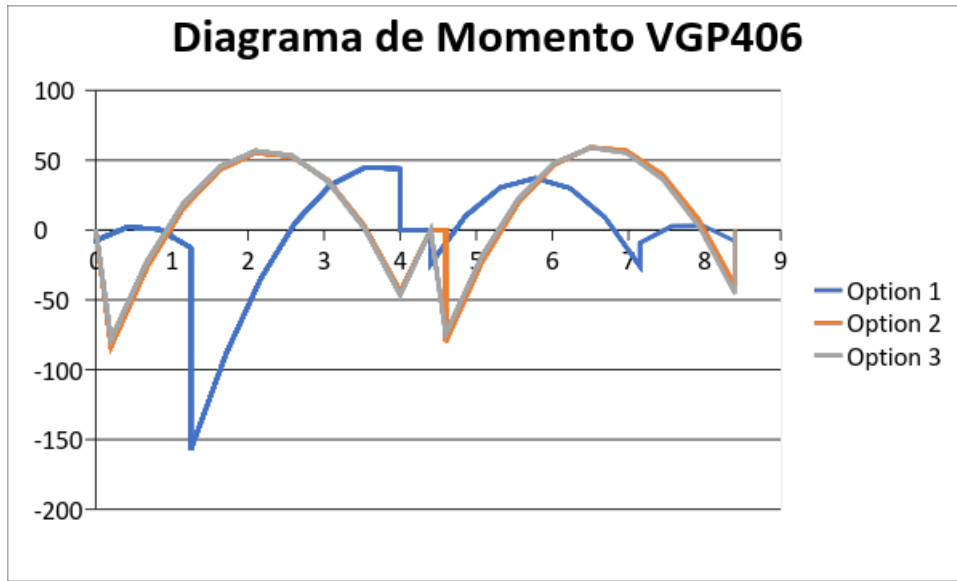
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 50 - Comparación diagrama cortante VGP406 en los tres edificios



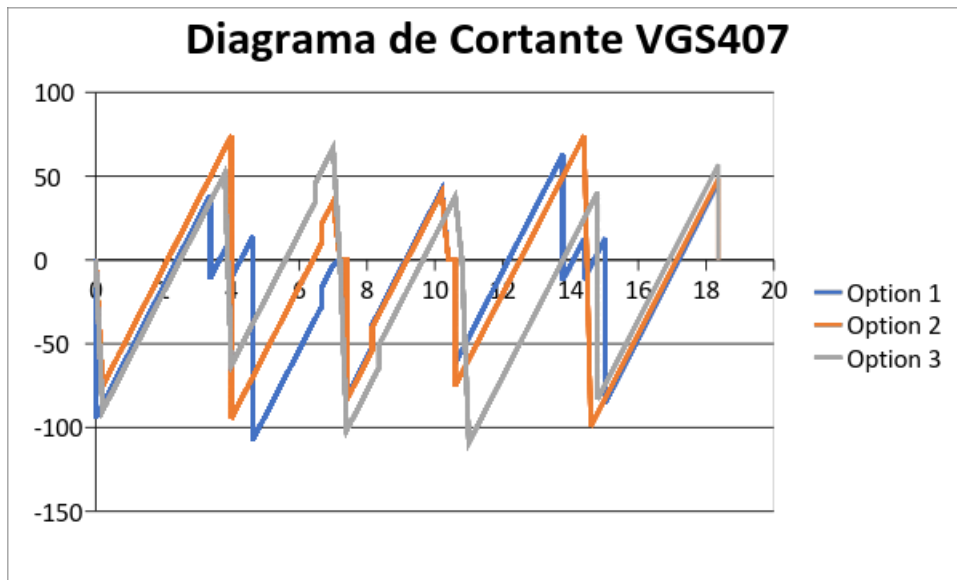
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 51 - Comparación diagrama momento VGP406 en los tres edificios



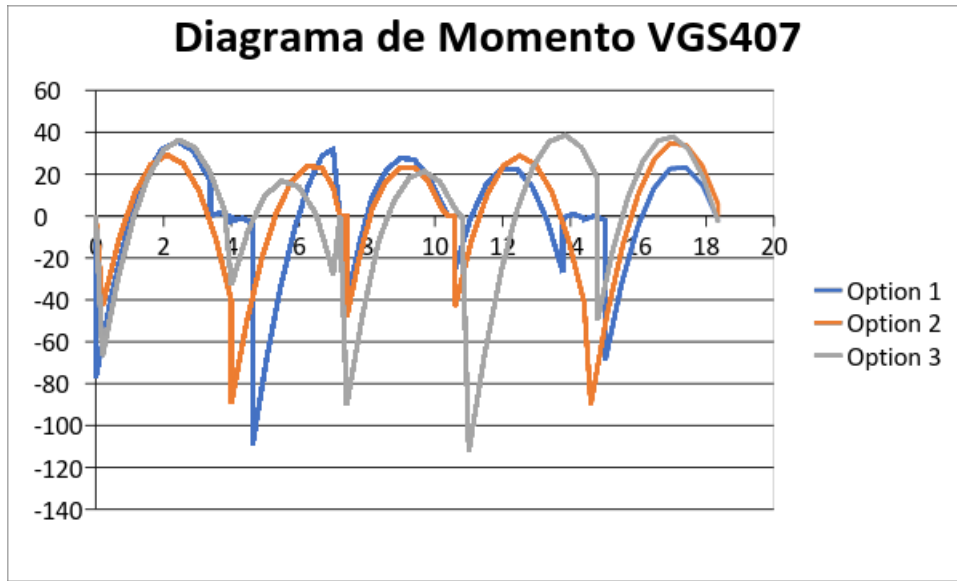
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 52 - Comparación diagrama cortante VGS407 en los tres edificios



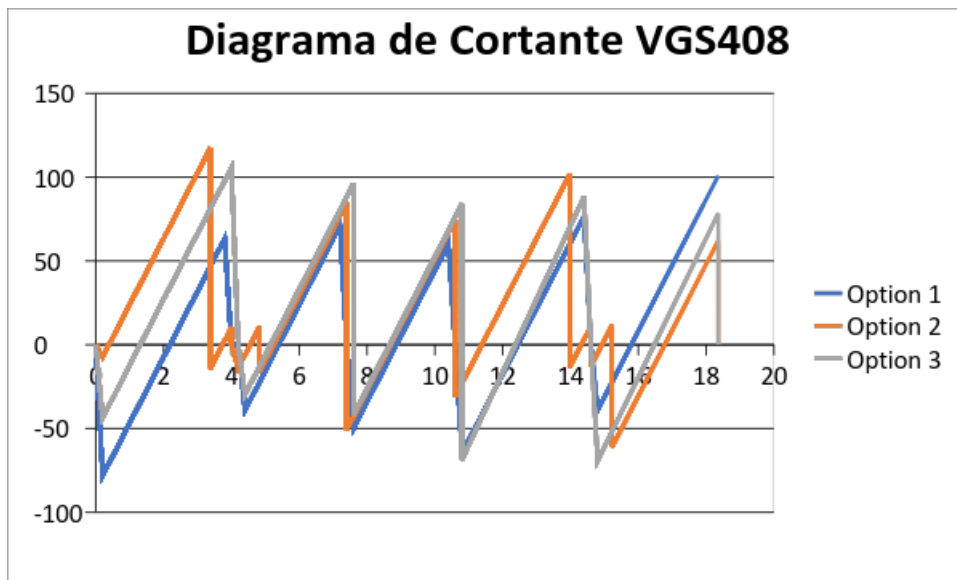
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 53 - Comparación diagrama momento VGS407 en los tres edificios



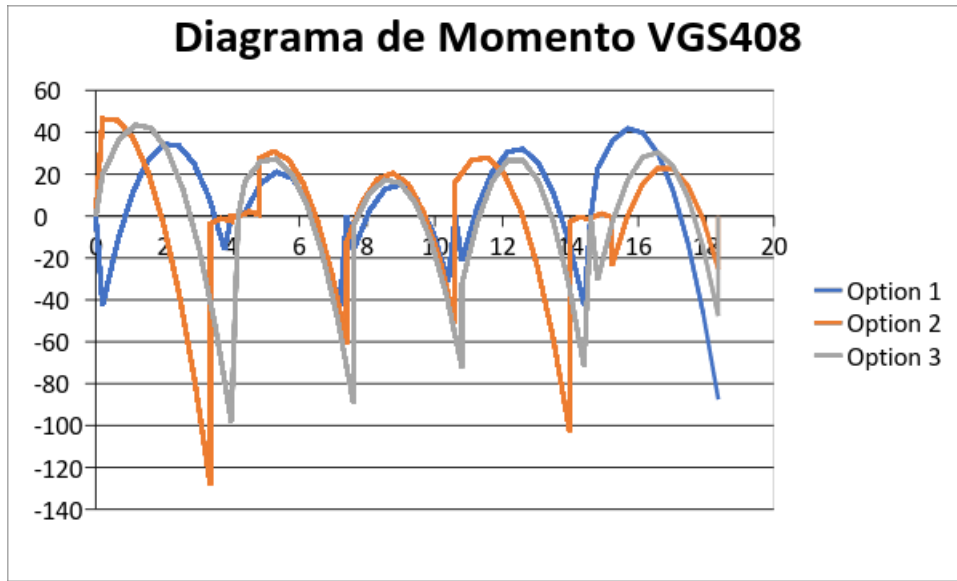
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 54 - Comparación diagrama cortante VGS408 en los tres edificios



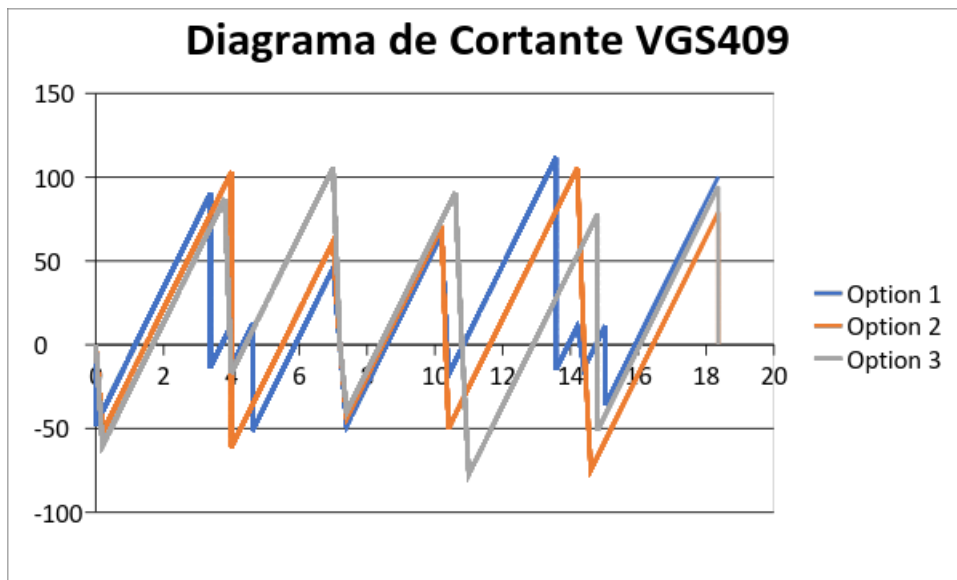
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 55 - Comparación diagrama momento VGS408 en los tres edificios



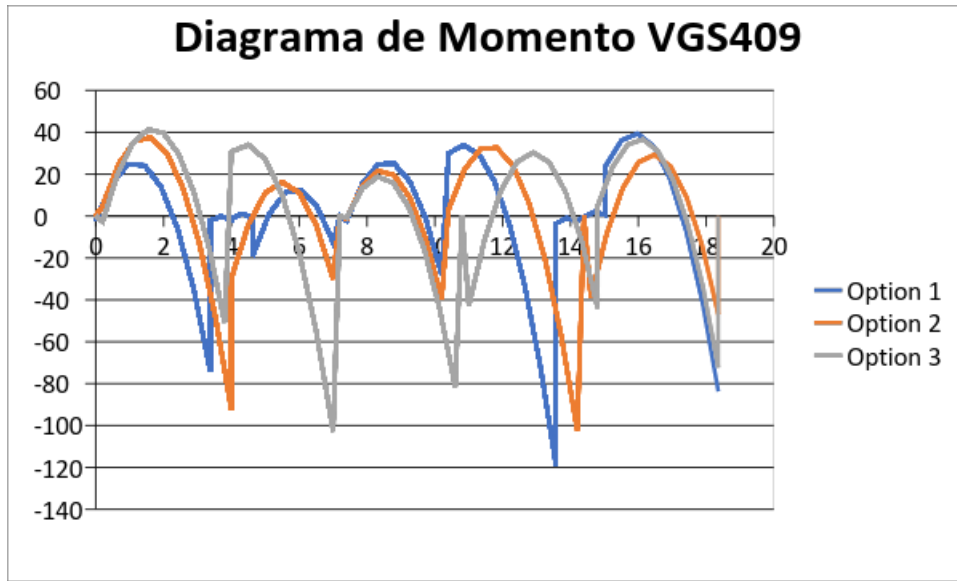
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 56 - Comparación diagrama cortante VGS409 en los tres edificios



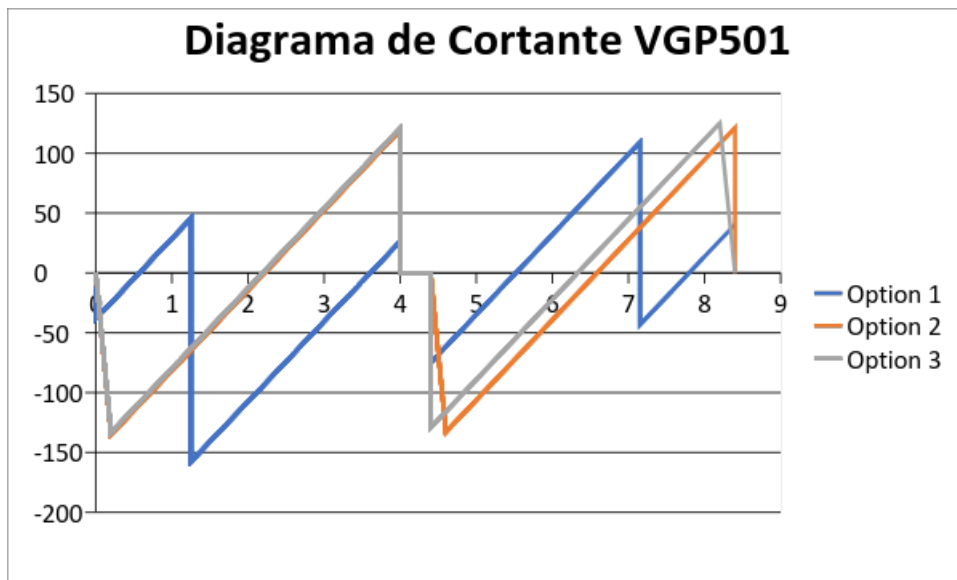
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 57 - Comparación diagrama momento VGS409 en los tres edificios



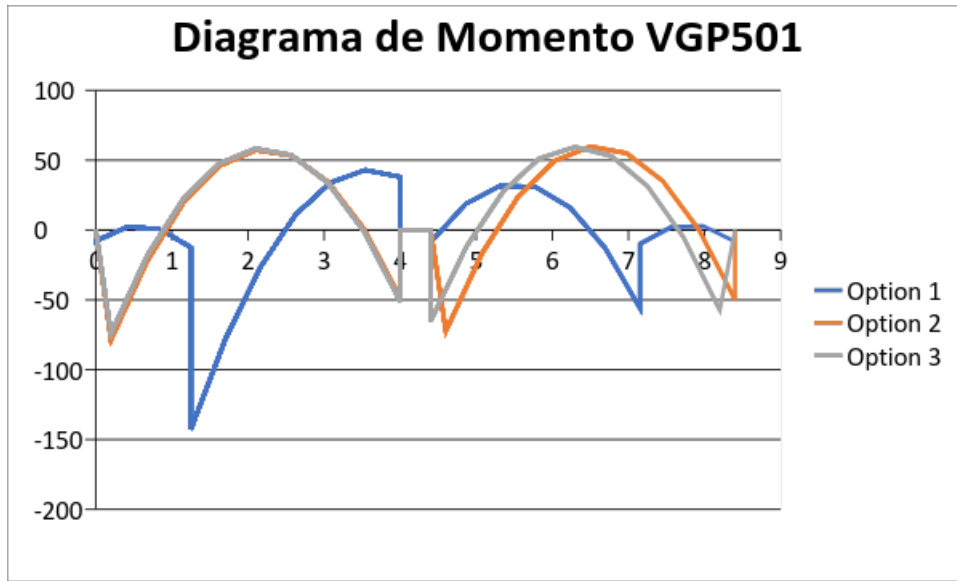
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 58 - Comparación diagrama cortante VGP501 en los tres edificios



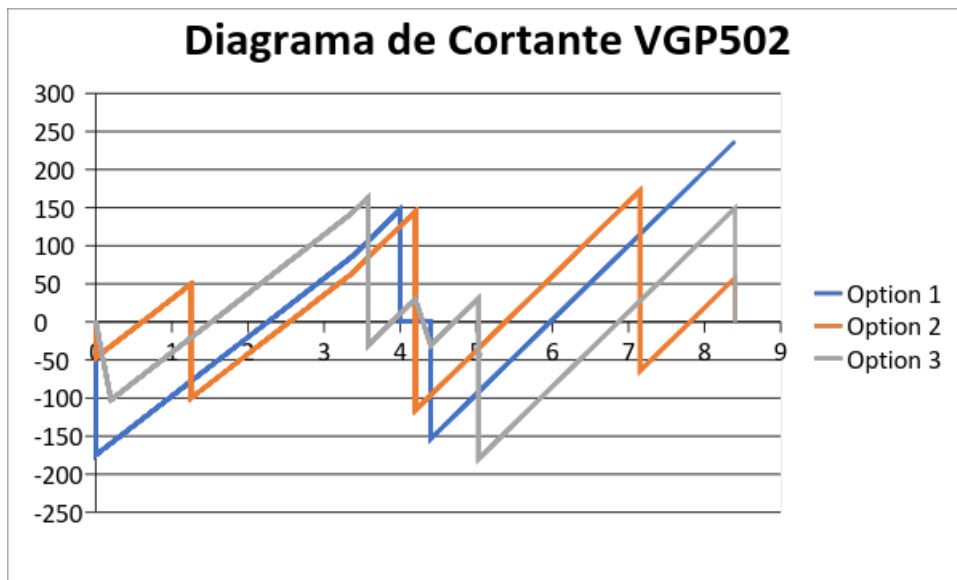
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 59 - Comparación diagrama momento VGP501 en los tres edificios



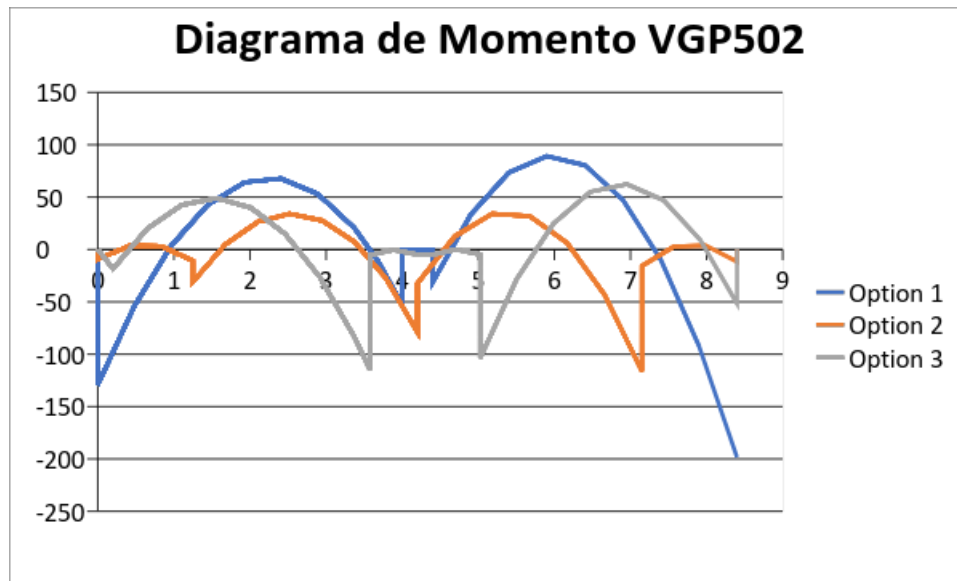
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 60 - Comparación diagrama cortante VGP502 en los tres edificios



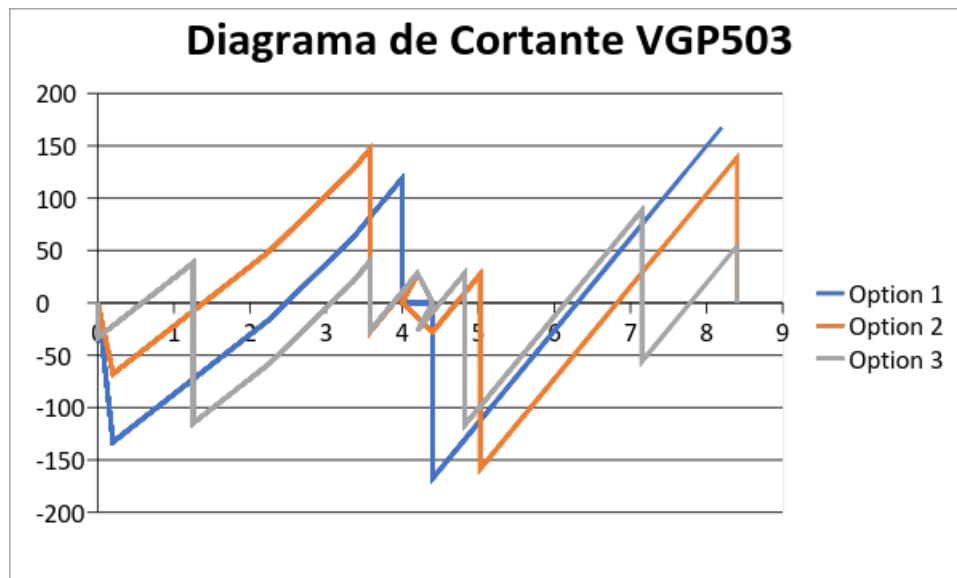
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 61 - Comparación diagrama momento VGP502 en los tres edificios



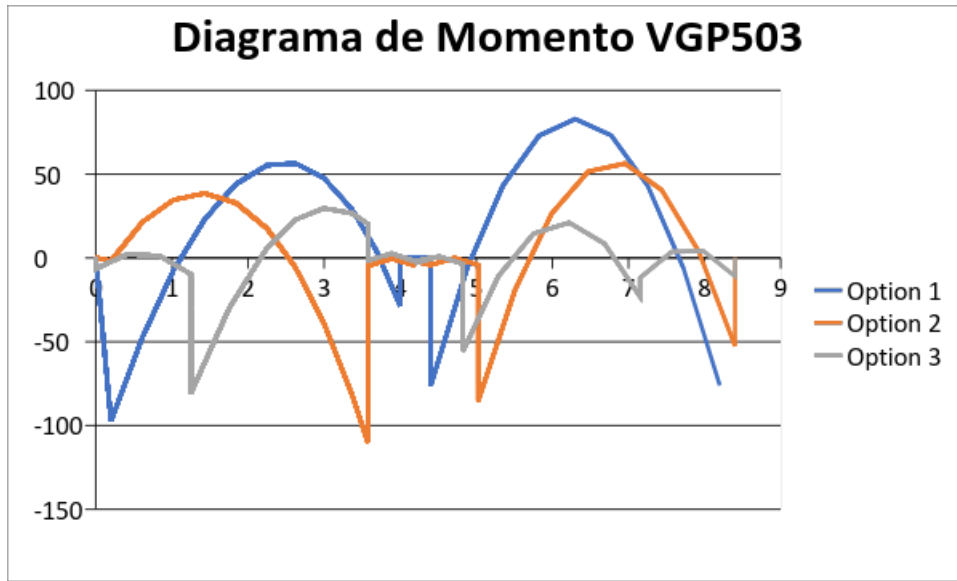
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 62 - Comparación diagrama cortante VGP503 en los tres edificios



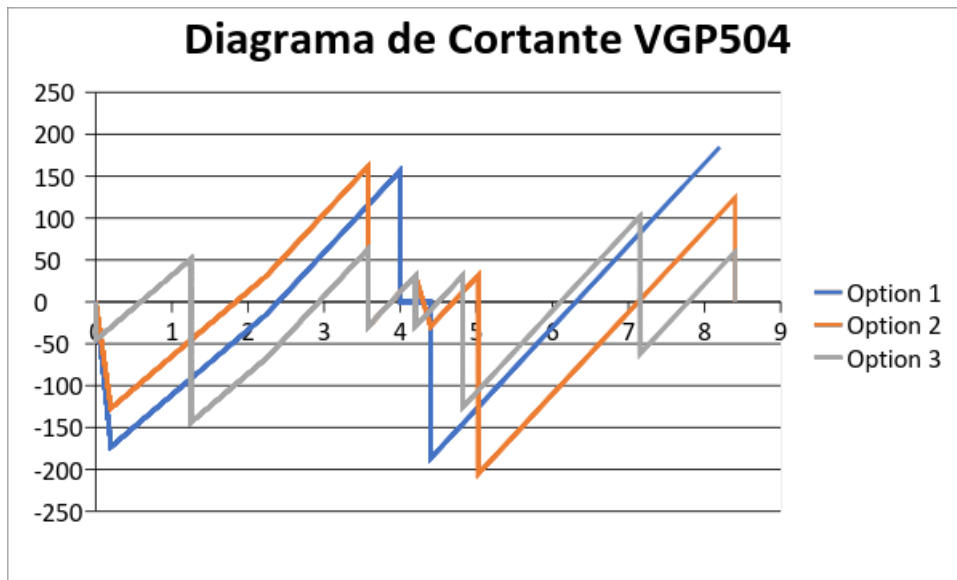
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 63 - Comparación diagrama momento VGP503 en los tres edificios



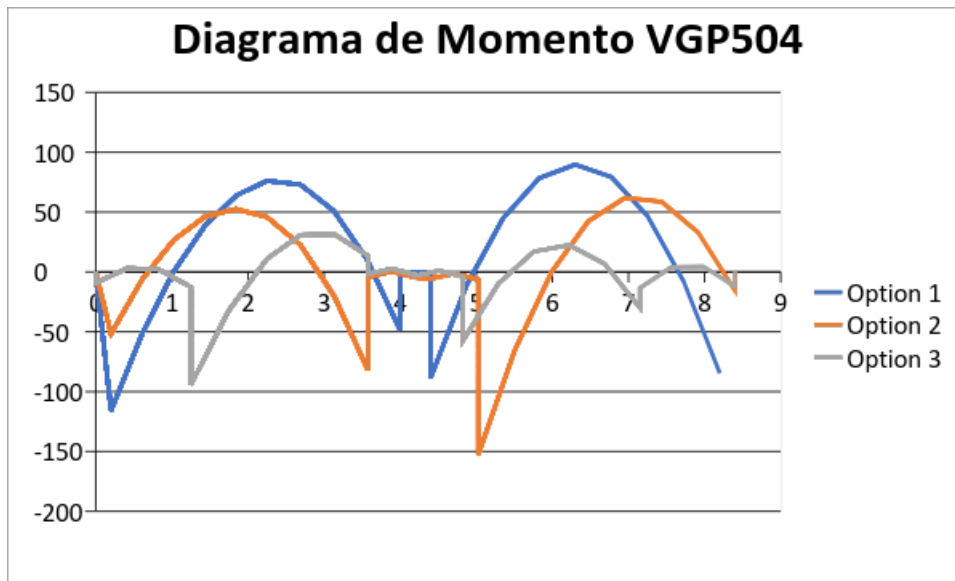
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 64 - Comparación diagrama cortante VGP504 en los tres edificios



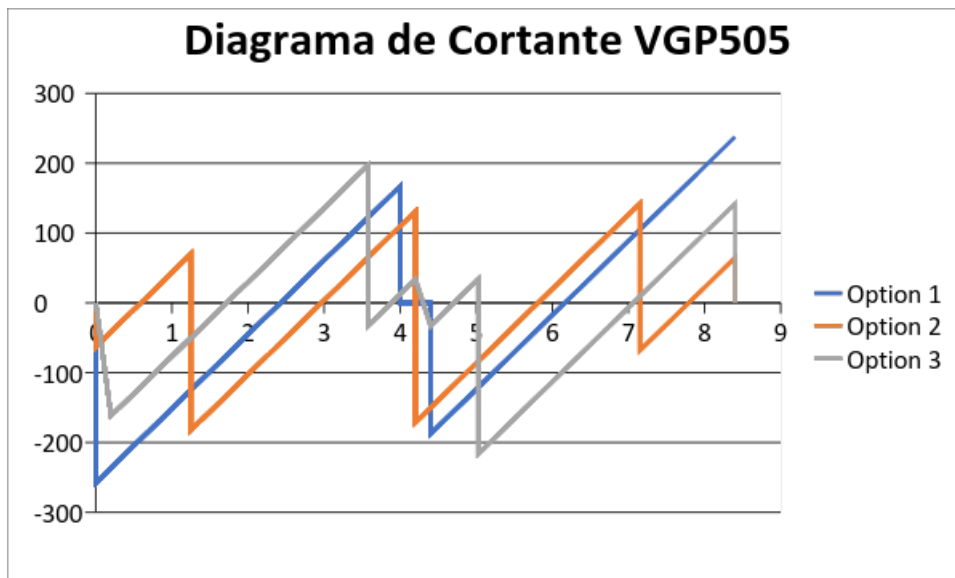
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 65 - Comparación diagrama momento VGP504 en los tres edificios



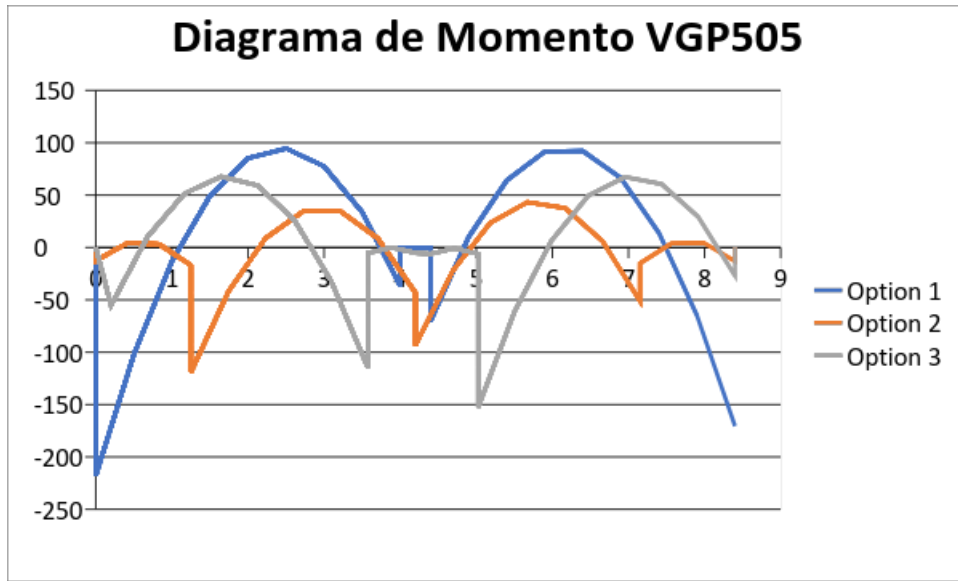
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 66 - Comparación diagrama cortante VGP505 en los tres edificios



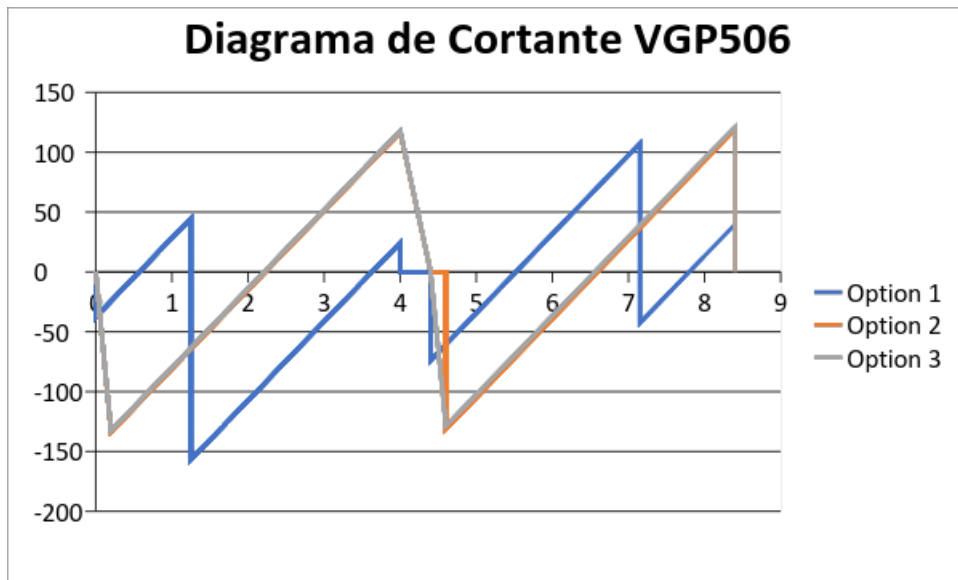
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 67 - Comparación diagrama momento VGP505 en los tres edificios



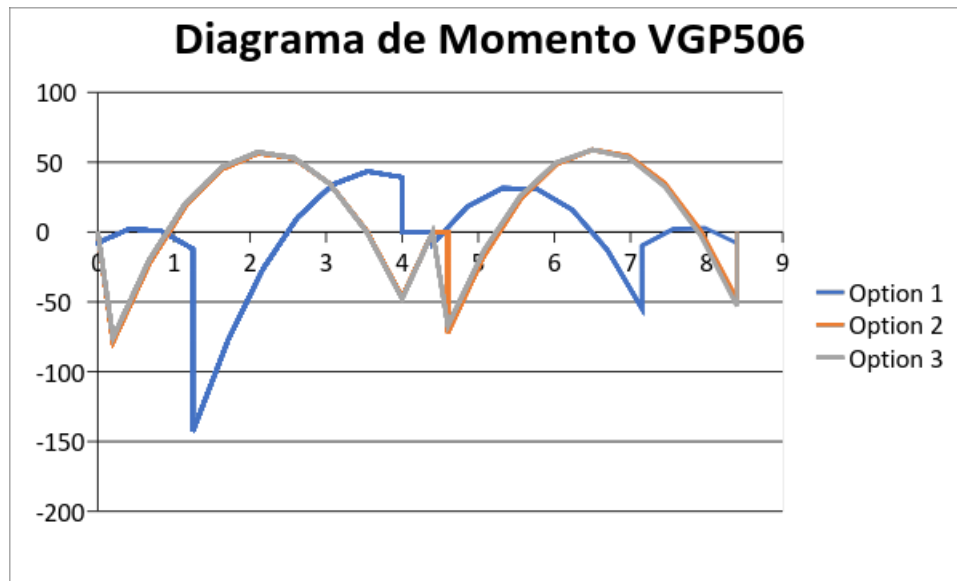
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 68 - Comparación diagrama cortante VGP506 en los tres edificios



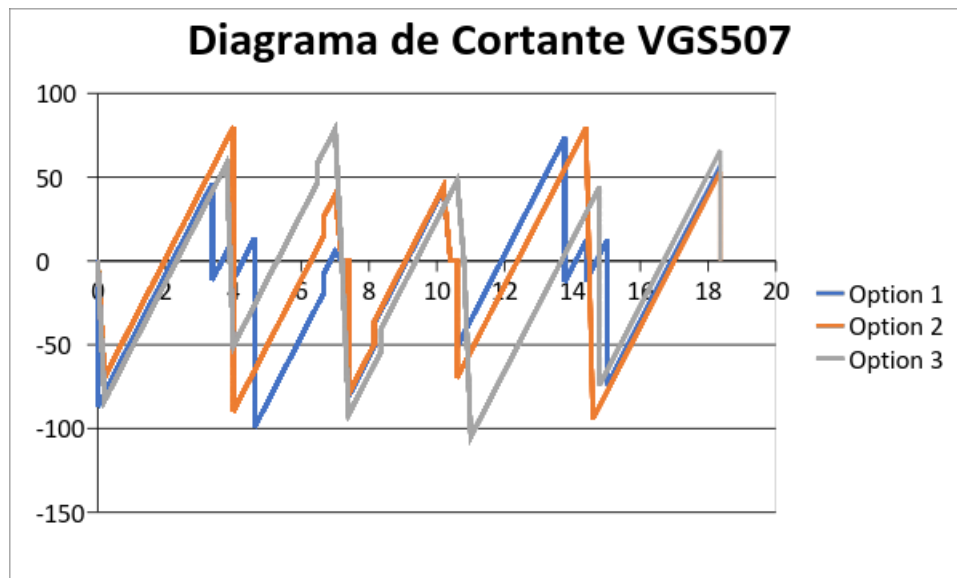
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 69 - Comparación diagrama momento VGP506 en los tres edificios



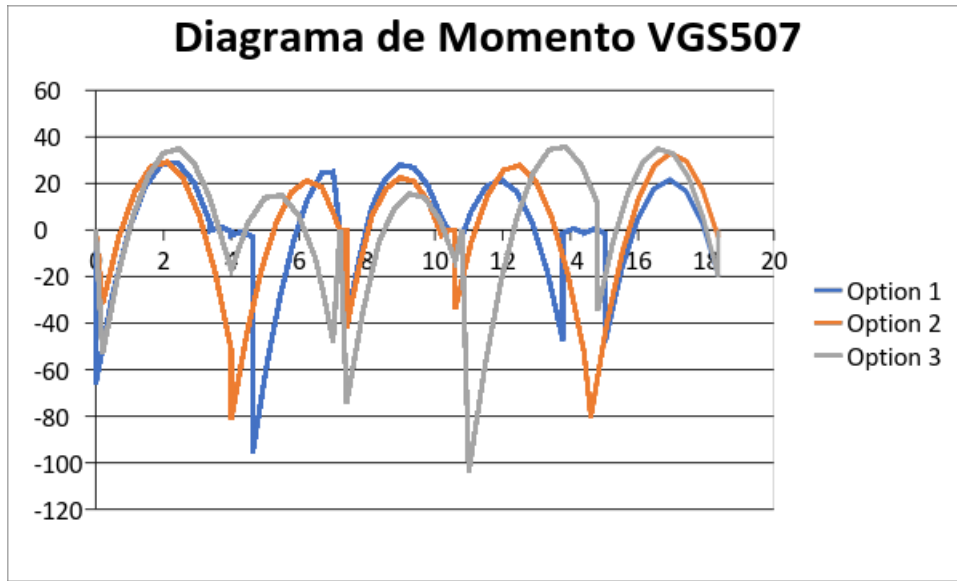
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 70 - Comparación diagrama cortante VGS507 en los tres edificios



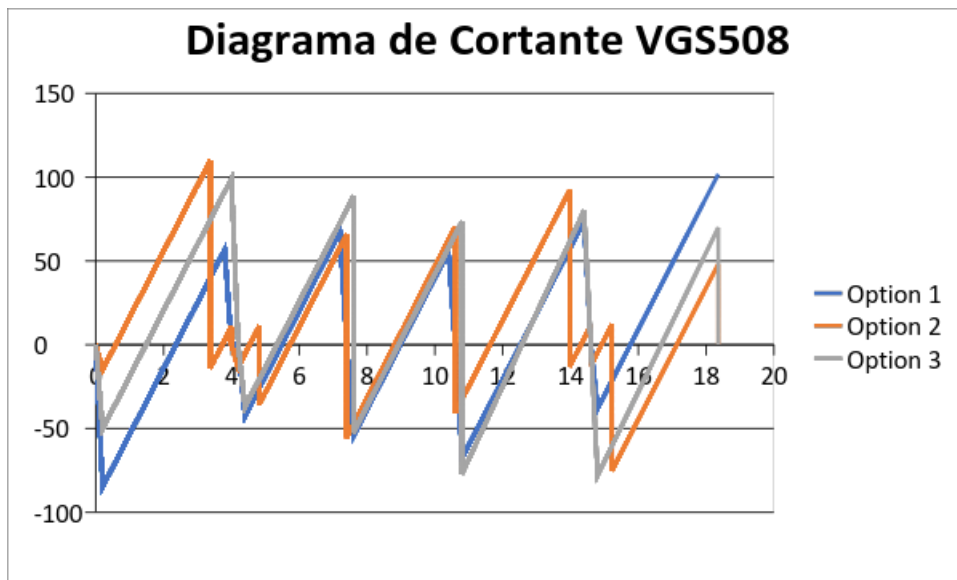
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 71 - Comparación diagrama momento VGP507 en los tres edificios



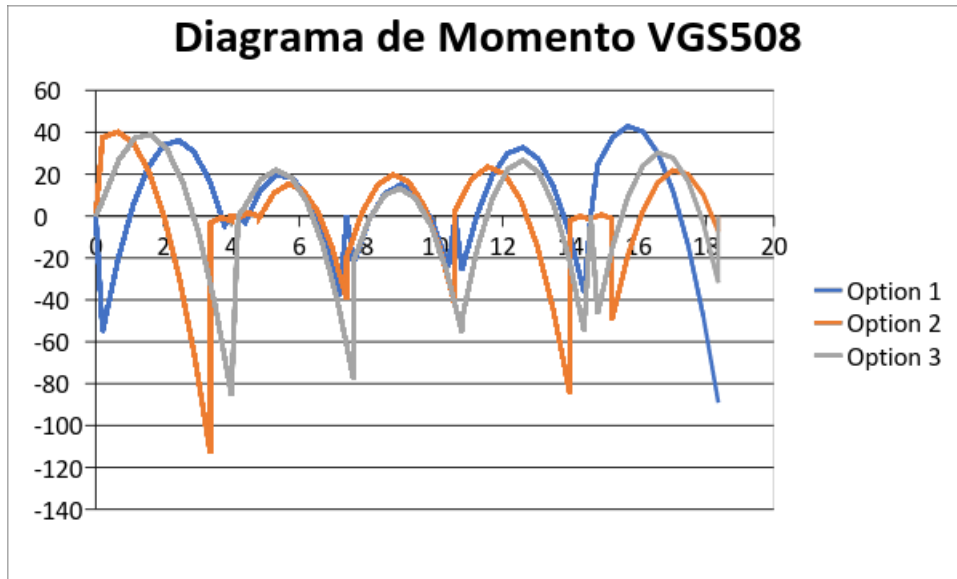
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 72 - Comparación diagrama cortante VGP508 en los tres edificios



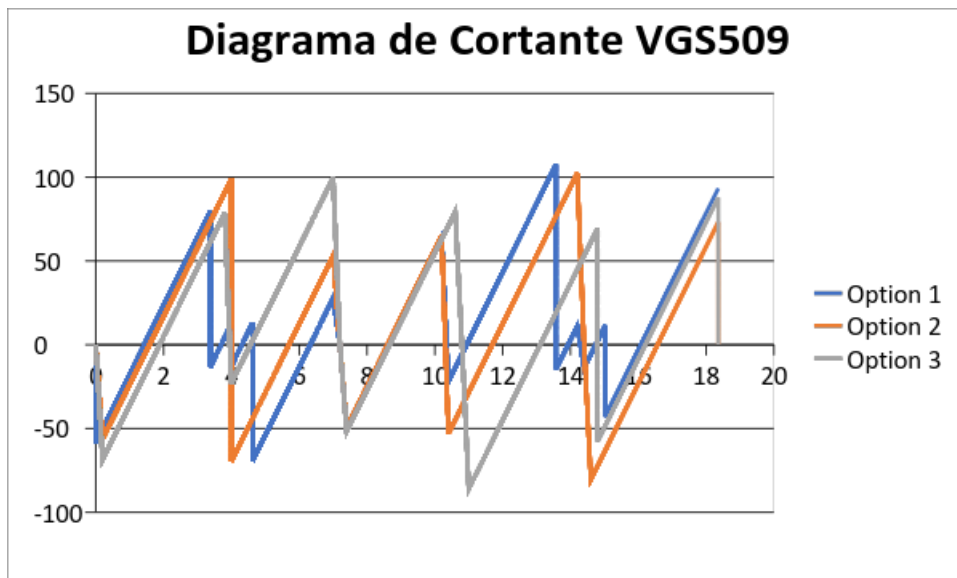
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 73 - Comparación diagrama momento VGP508 en los tres edificios



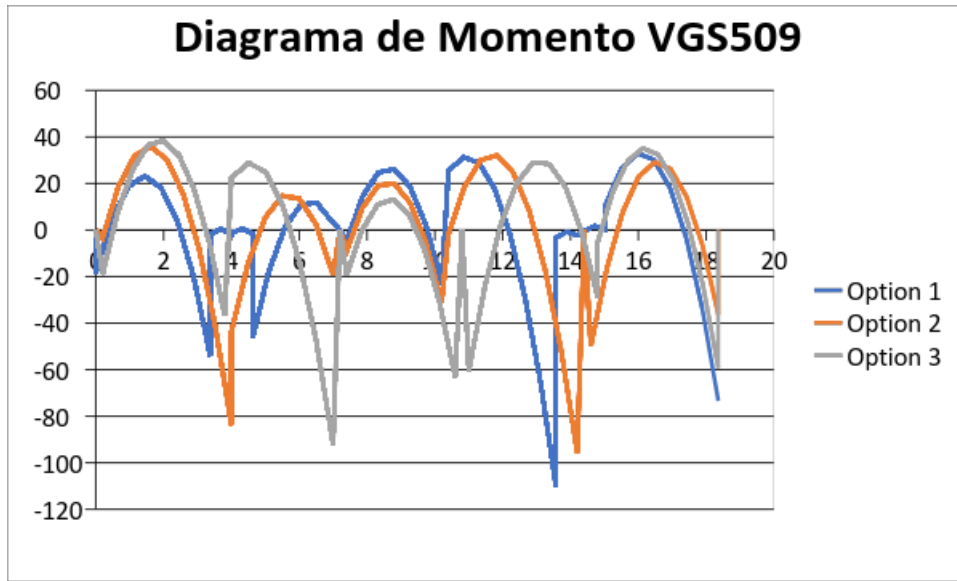
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 74 - Comparación diagrama cortante VGP509 en los tres edificios



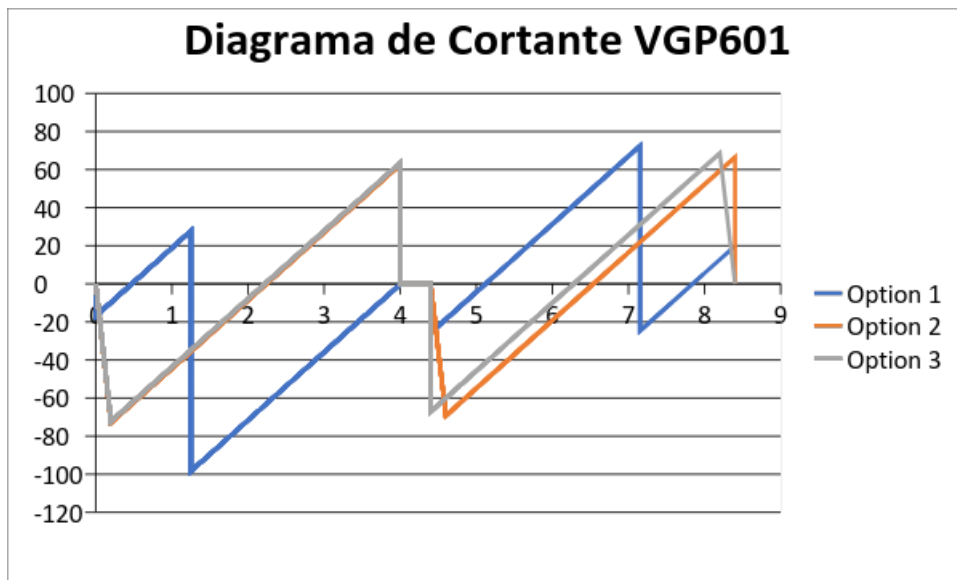
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 75 - Comparación diagrama momento VGP509 en los tres edificios



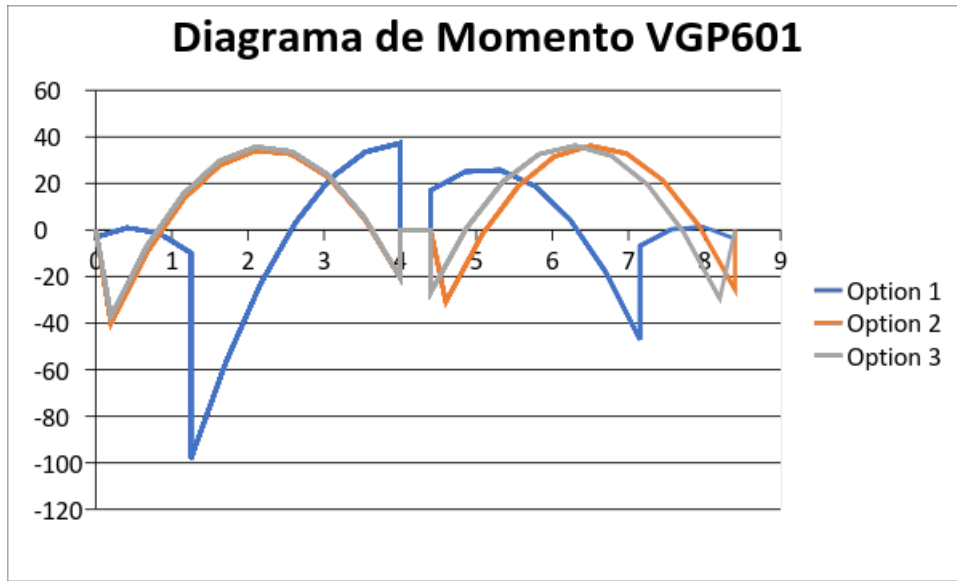
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 76 - Comparación diagrama cortante VGP601 en los tres edificios



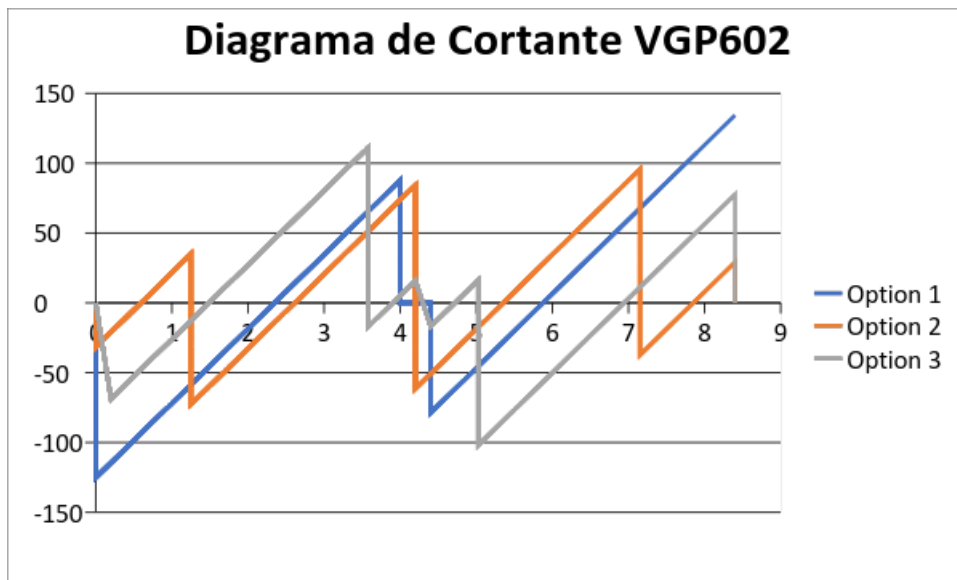
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 77 - Comparación diagrama momento VGP601 en los tres edificios



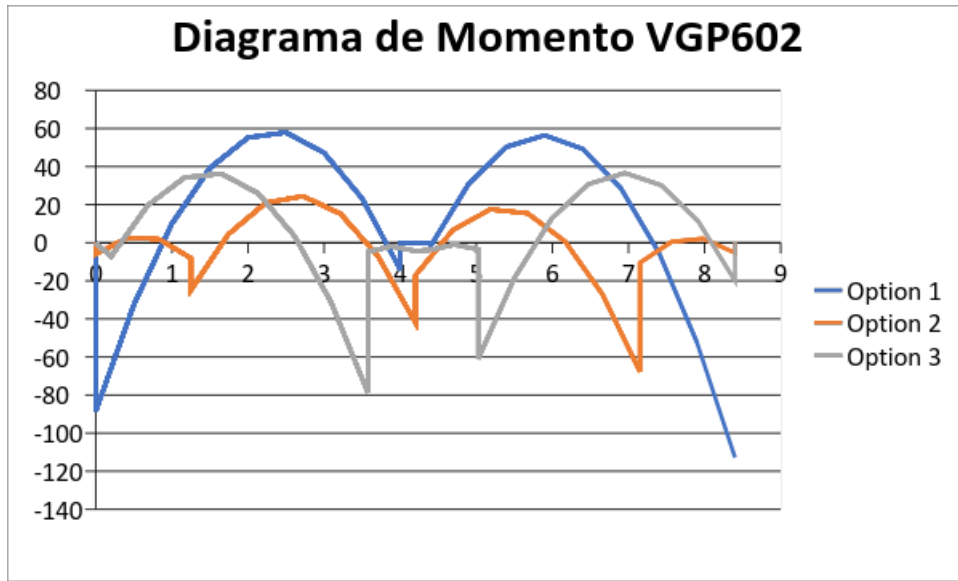
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 78 - Comparación diagrama cortante VGP602 en los tres edificios



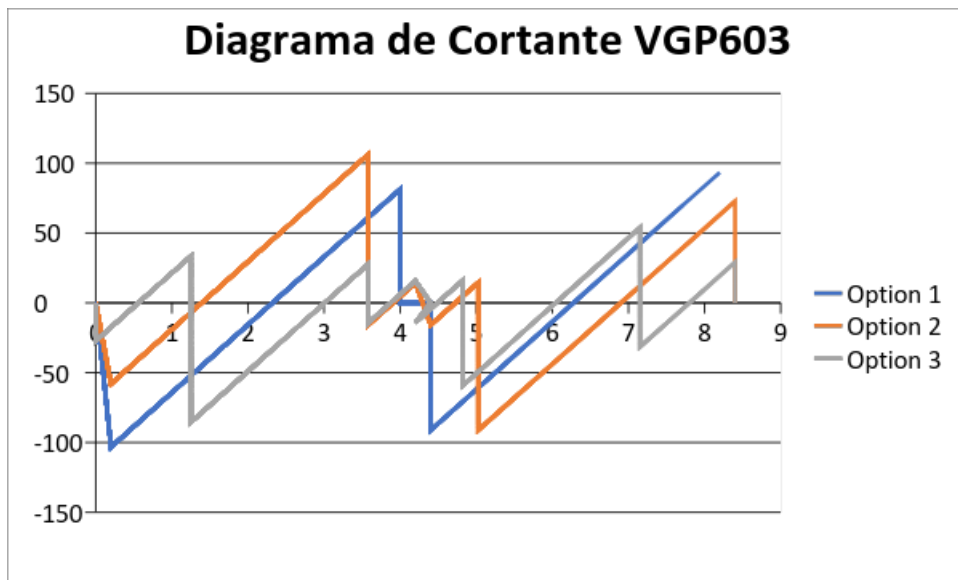
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 79 - Comparación diagrama momento VGP602 en los tres edificios



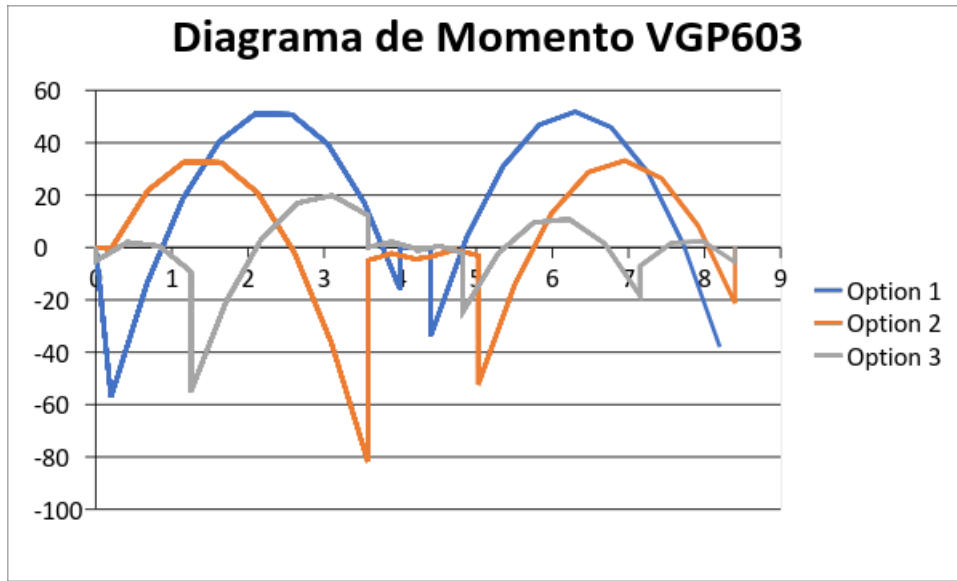
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 80 - Comparación diagrama cortante VGP603 en los tres edificios



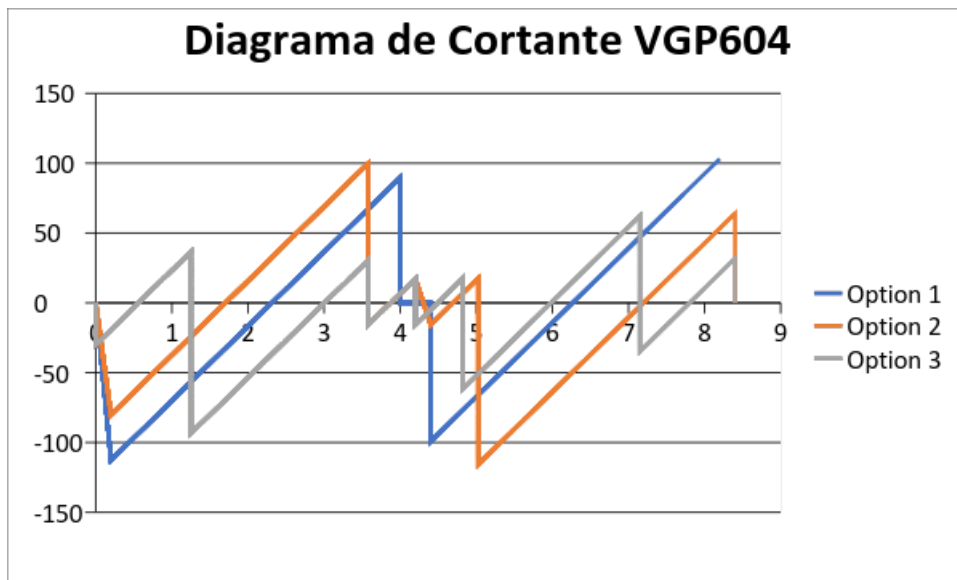
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 81 - Comparación diagrama momento VGP603 en los tres edificios



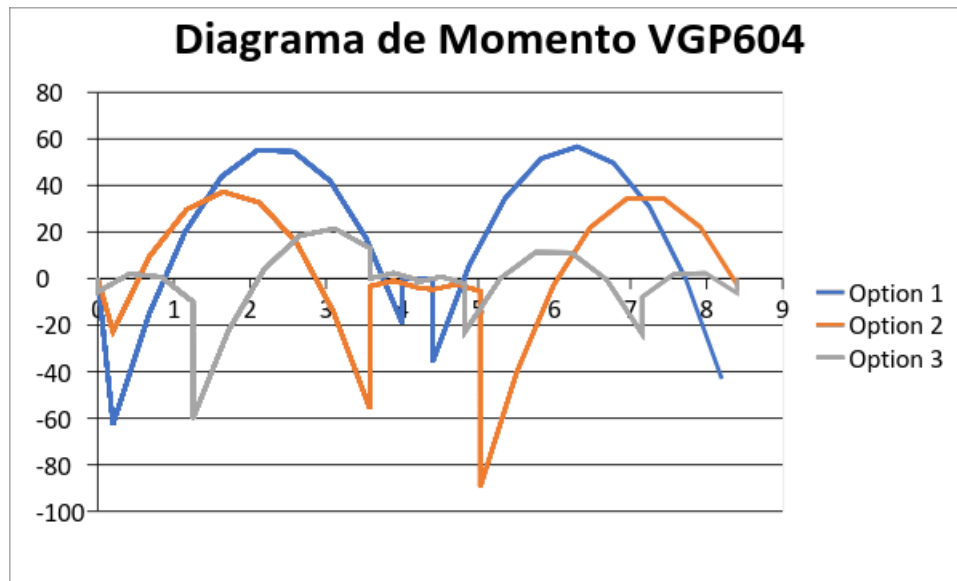
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 82 - Comparación diagrama cortante VGP604 en los tres edificios



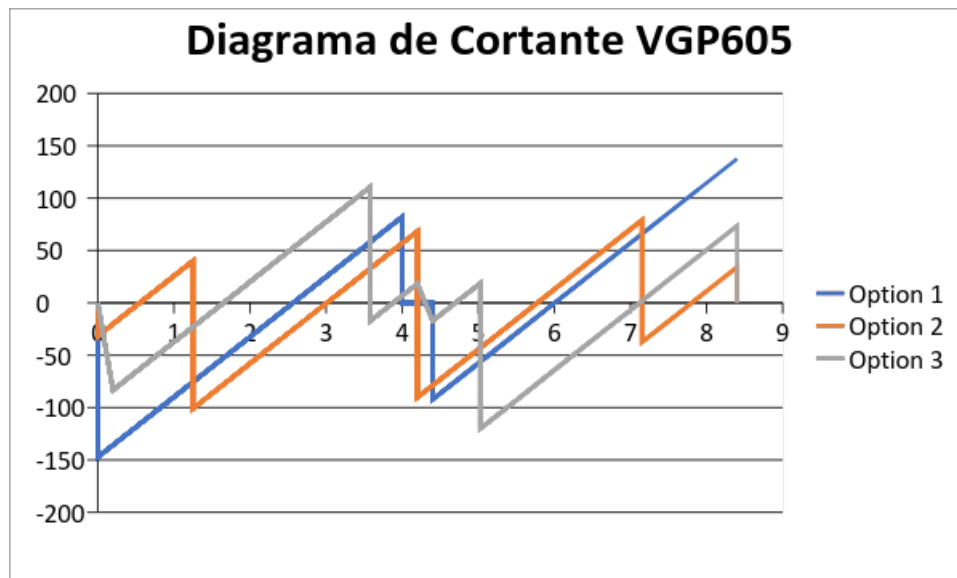
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 83 - Comparación diagrama momento VGP604 en los tres edificios



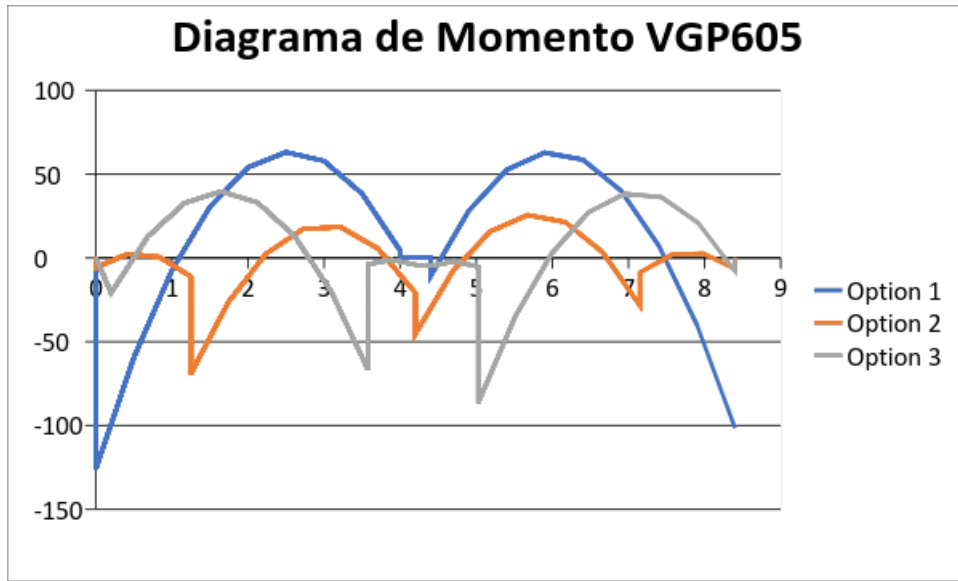
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 84 - Comparación diagrama cortante VGP605 en los tres edificios



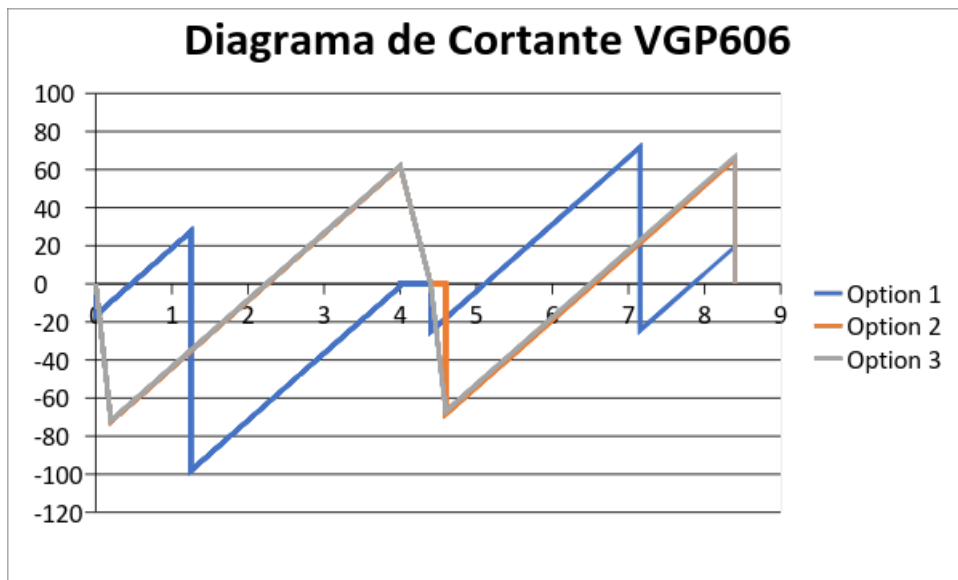
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 85 - Comparación diagrama momento VGP605 en los tres edificios



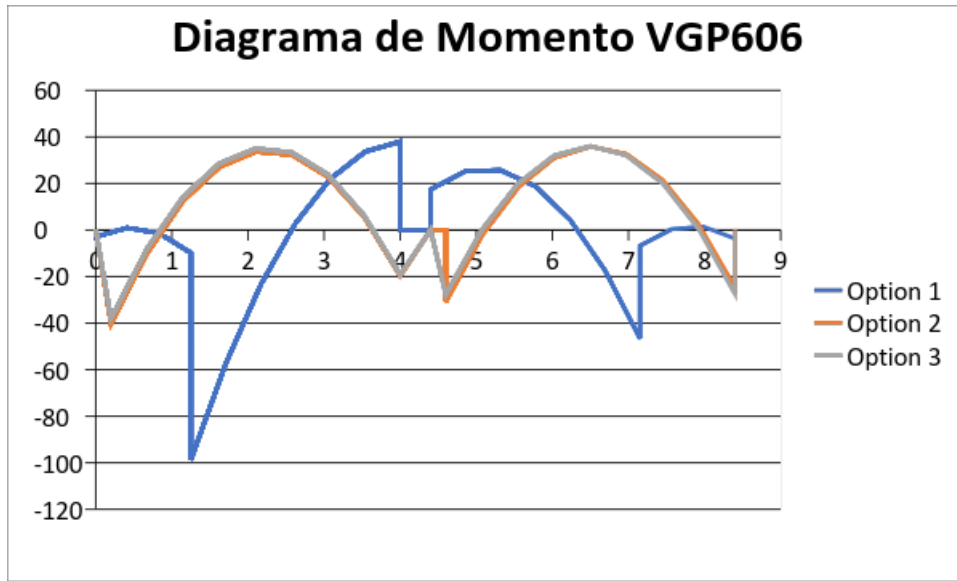
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 86 - Comparación diagrama cortante VGP606 en los tres edificios



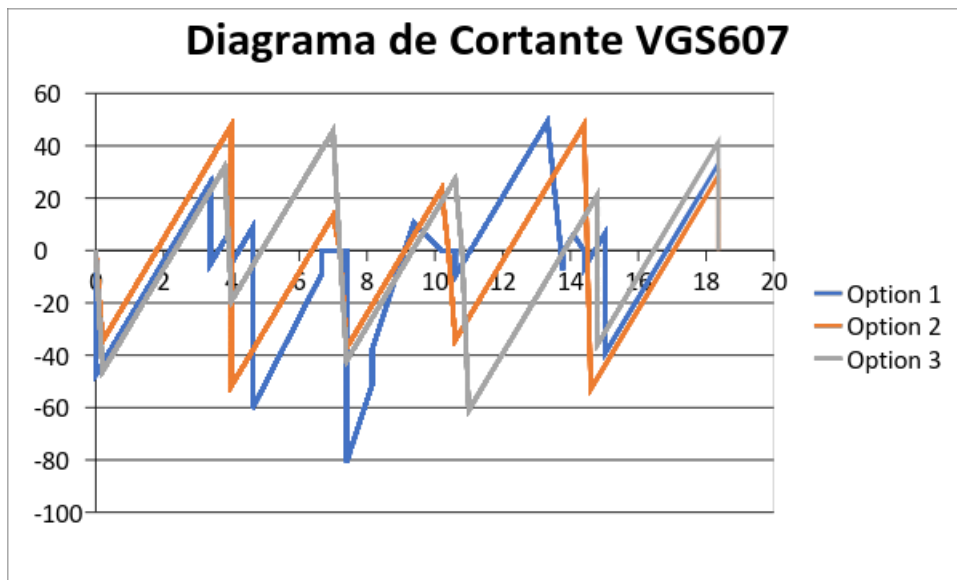
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 86 - Comparación diagrama momento VGP606 en los tres edificios



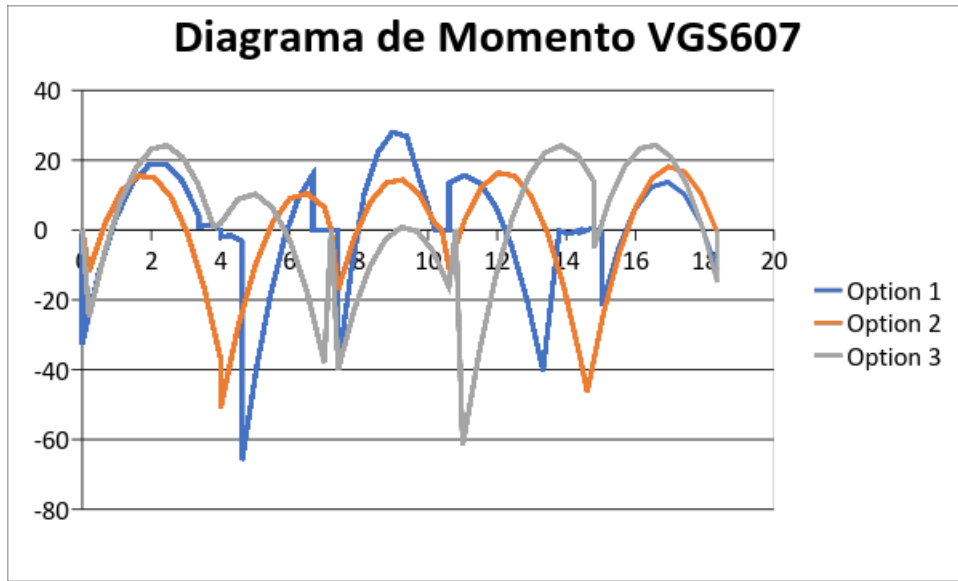
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 87 - Comparación diagrama cortante VGS607 en los tres edificios



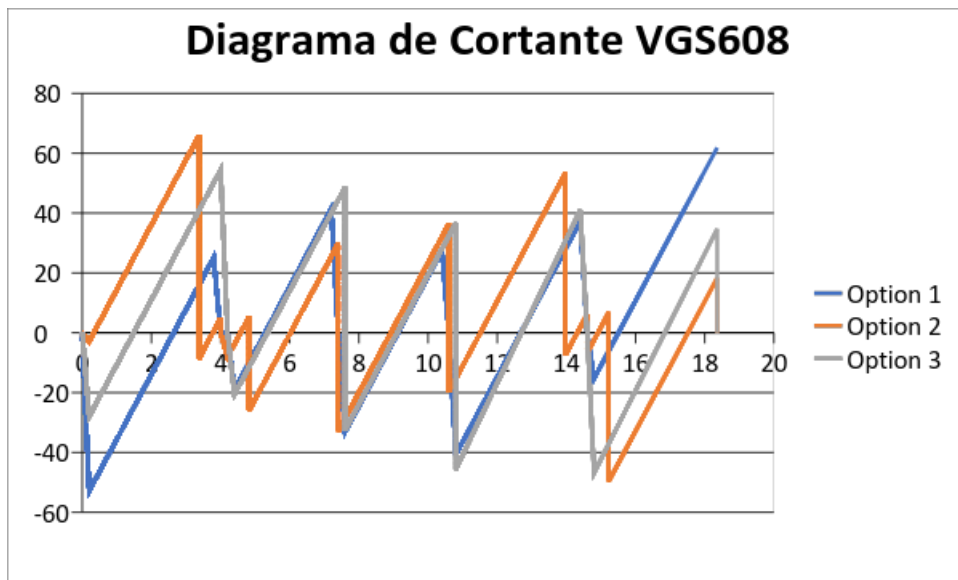
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 88 - Comparación diagrama momento VGP607 en los tres edificios



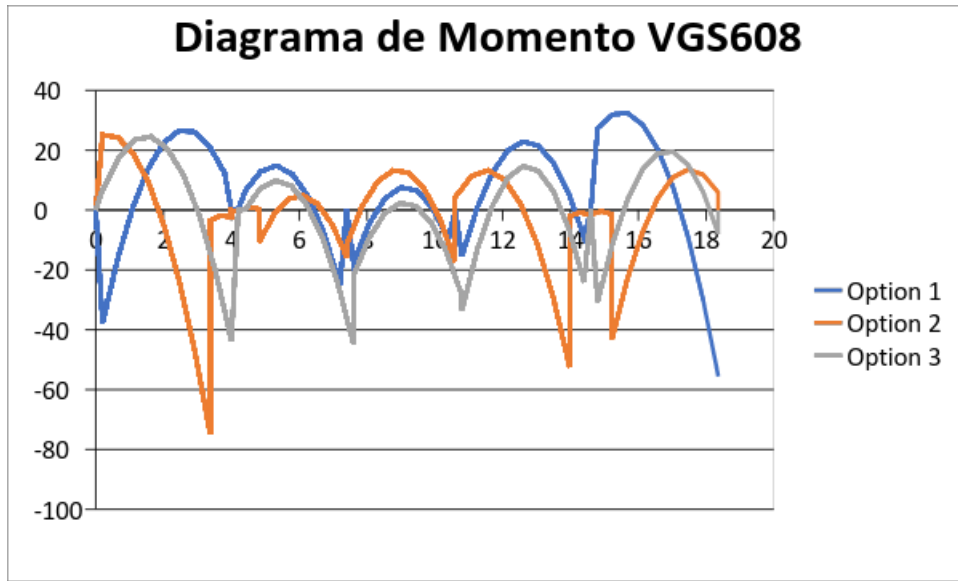
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 89 - Comparación diagrama cortante VGP608 en los tres edificios



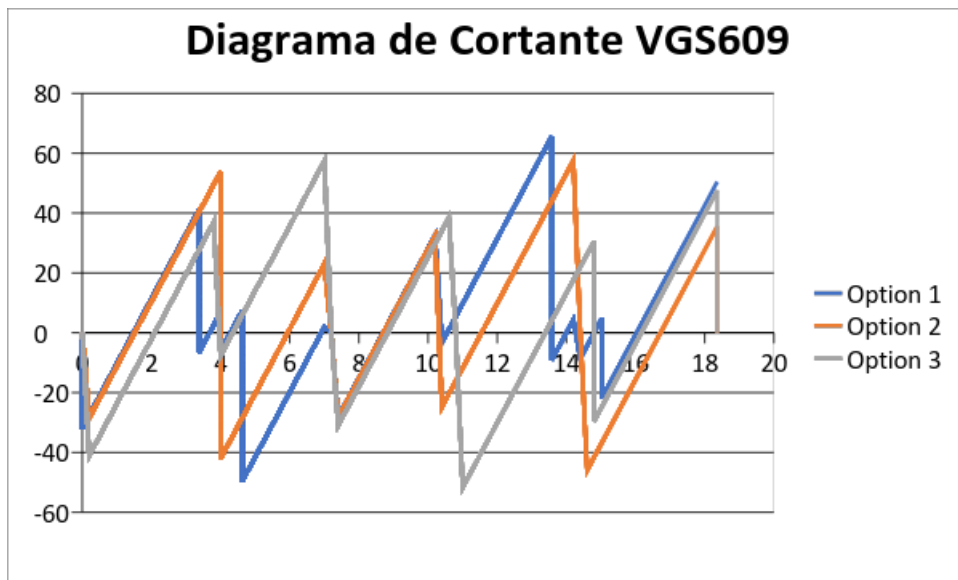
Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 90 - Comparación diagrama momento VGP608 en los tres edificios



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 91 - Comparación diagrama cortante VGP609 en los tres edificios



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

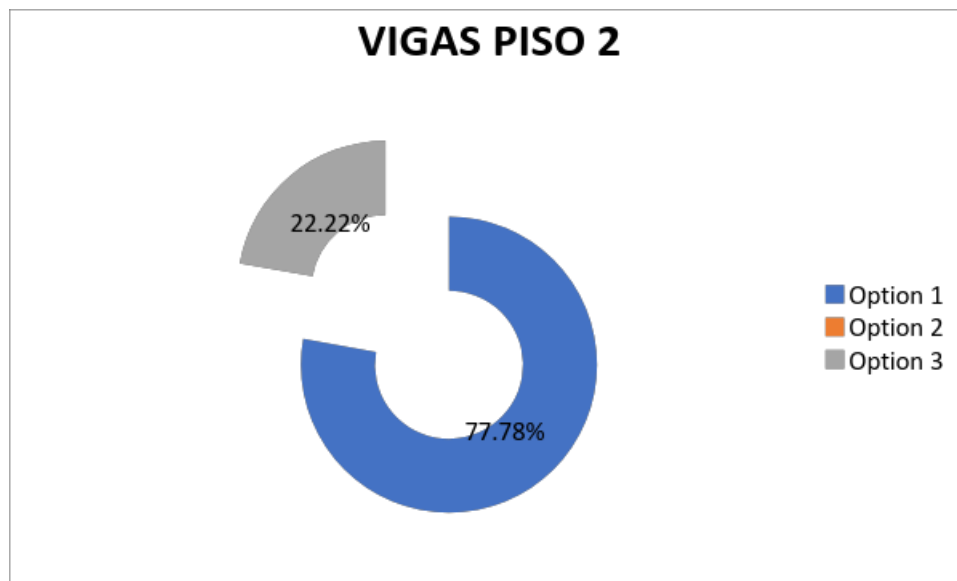
Del análisis y la comparación de los diagramas de cortante y momento flector de las vigas de las tres estructuras se tiene lo siguiente:

Tabla 18 - Comparación vigas de PISO 2

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Vigas del PISO 2									CANT	% VIGAS
	VGP201	VGP202	VGP203	VGP204	VGP205	VGP206	VGS207	VGS208	VGS209		
Option 1			X	X	X	X	X	X	X	7	77.78%
Option 2										0	0.00%
Option 3	X	X								2	22.22%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 94 - Comparación vigas de PISO 2



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

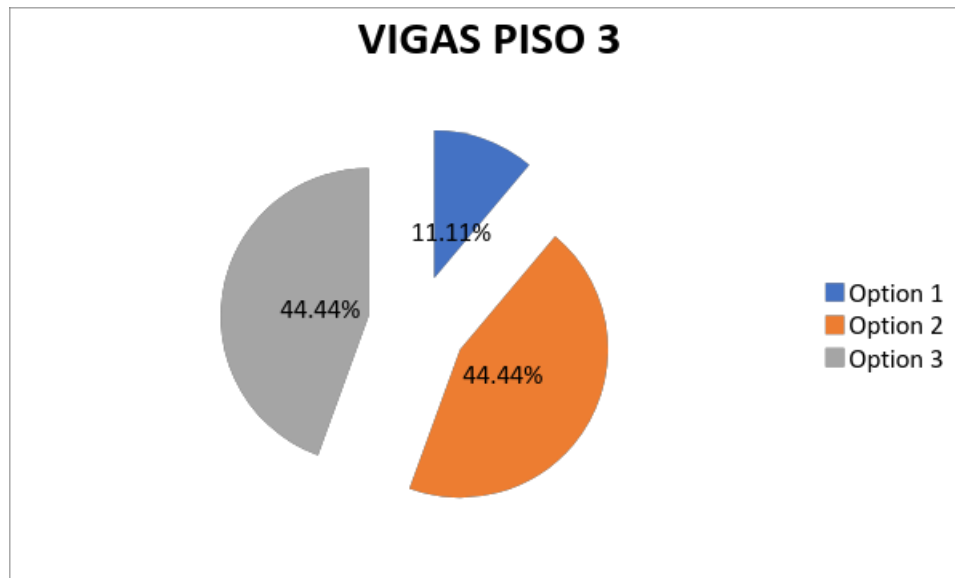
En el PISO 2 el 77.78% de las vigas son más favorables en la Opción 1, el 22.22% son más favorables en la Opción 3 y ninguna es favorable en la Opción 2.

Tabla 19 - Comparación vigas de PISO 3

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Vigas del PISO 3									TOTAL	% VIGAS
	VGP301	VGP302	VGP303	VGP304	VGP305	VGP306	VGS307	VGS308	VGS309		
Option 1								X		1	11.11%
Option 2		X			X	X	X			4	44.44%
Option 3	X		X	X					X	4	44.44%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 95 - Comparación vigas de PISO 3



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

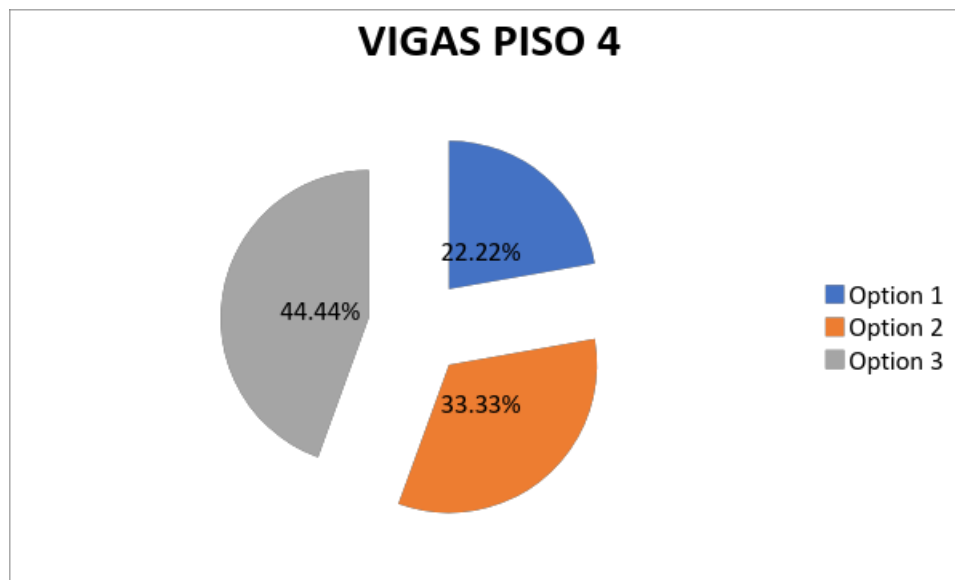
En el PISO 3 el 11.11% de las vigas son más favorables en la Opción 1, el 44.44% son más favorables en la Opción 2 y el 44.44% son más favorables en la Opción 3.

Tabla 20 - Comparación vigas de PISO 4

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Vigas del PISO 4									TOTAL	% VIGAS
	VGP401	VGP402	VGP403	VGP404	VGP405	VGP406	VGS407	VGS408	VGS409		
Option 1							X	X		2	22.22%
Option 2		X			X				X	3	33.33%
Option 3	X		X	X		X				4	44.44%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 96 - Comparación vigas de PISO 4



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

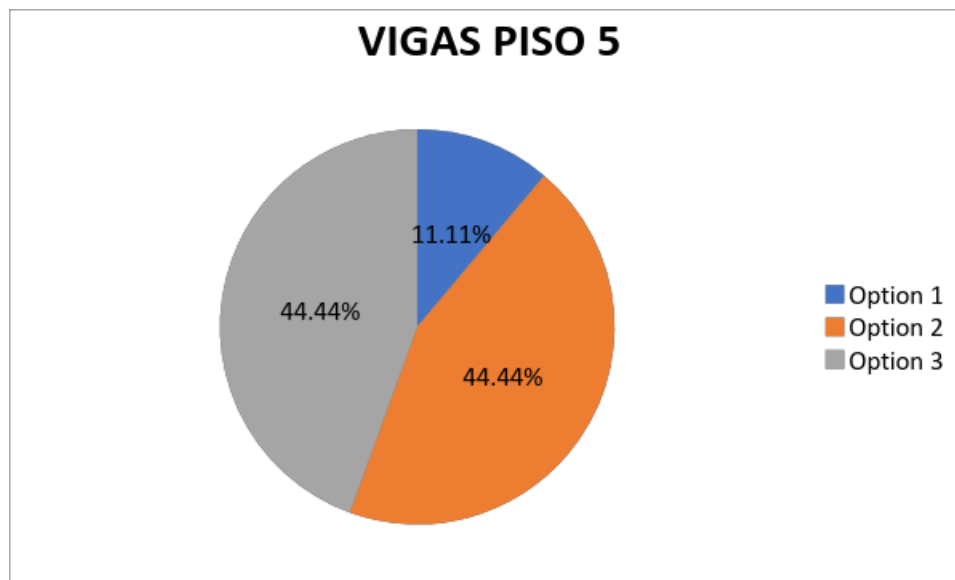
En el PISO 4 el 22.22% de las vigas son más favorables en la Opción 1, el 33.33% son más favorables en la Opción 2 y el 44.44% son más favorables en la Opción 3.

Tabla 21 - Comparación vigas de PISO 5

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Vigas del PISO 5									TOTAL	% VIGAS
	VGP501	VGP502	VGP503	VGP504	VGP505	VGP506	VGS507	VGS508	VGS509		
Option 1								X		1	11.11%
Option 2		X			X		X		X	4	44.44%
Option 3	X		X	X		X				4	44.44%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 97 - Comparación vigas de PISO 5



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

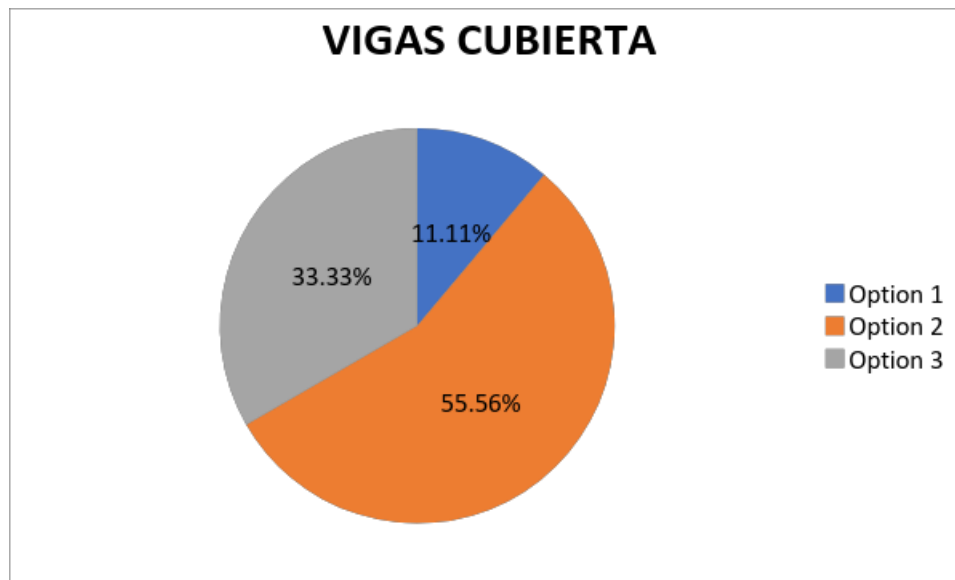
En el PISO 5 el 11.11% de las vigas son más favorables en la Opción 1, el 44.44% son más favorables en la Opción 2 y el 44.44% son más favorables en la Opción 3.

Tabla 22 - Comparación vigas de Cubierta

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Vigas de la CUBIERTA									TOTAL	% VIGAS
	VGP601	VGP602	VGP603	VGP604	VGP605	VGP606	VGS607	VGS608	VGS609		
Option 1								X		1	11.11%
Option 2	X	X			X		X		X	5	55.56%
Option 3			X	X		X				3	33.33%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 98 - Comparación vigas de Cubierta



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

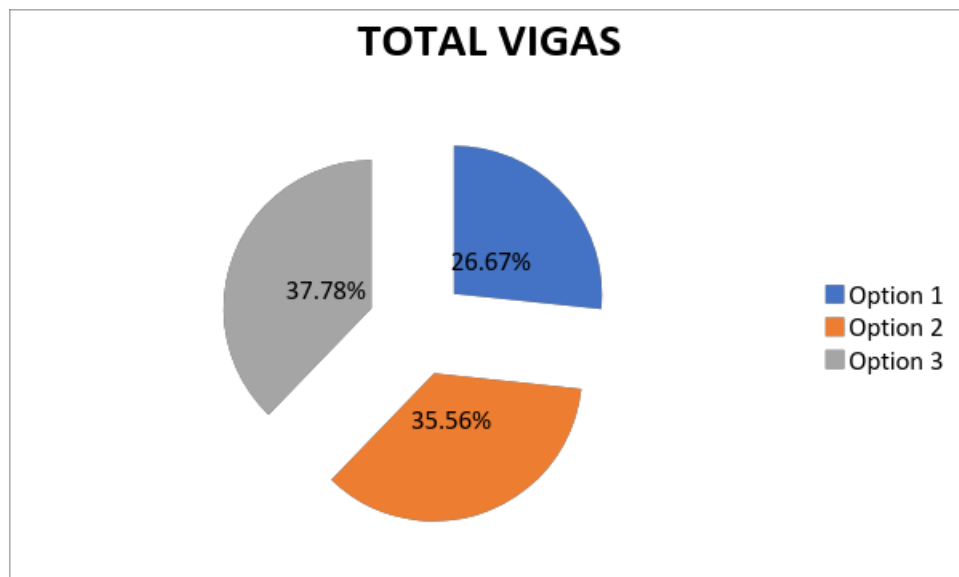
En la CUBIERTA el 11.11% de las vigas son más favorables en la Opción 1, el 55.56% son más favorables en la Opción 2 y el 33.33% son más favorables en la Opción 3.

Tabla 23 - Comparación total de las vigas en las estructuras

Estructura	Total Vigas de las Estructuras					CANTIDAD	% VIGAS
	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5	CUBIERTA		
Option 1	7	1	2	1	1	12	26.67%
Option 2	0	4	3	4	5	16	35.56%
Option 3	2	4	4	4	3	17	37.78%
TOTALES	9	9	9	9	9	45	100.00%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 99 - Comparación total de las vigas en las estructuras

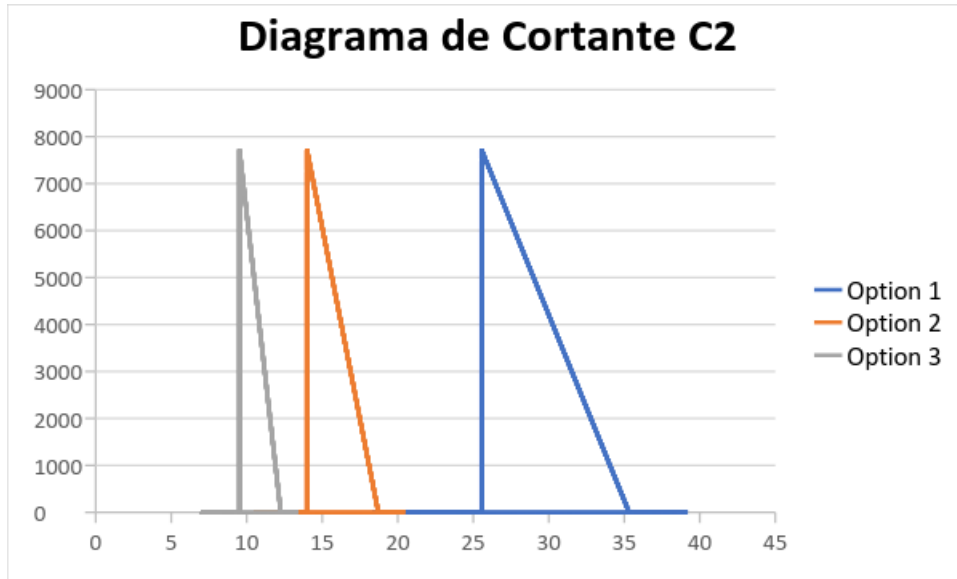


Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Del total de las vigas analizadas se observa que el 37.78% de las mismas son más favorables para la Opción 3, el 35.56% son más favorables para la Opción 2 y el 26.67% son más favorables para la Opción 1.

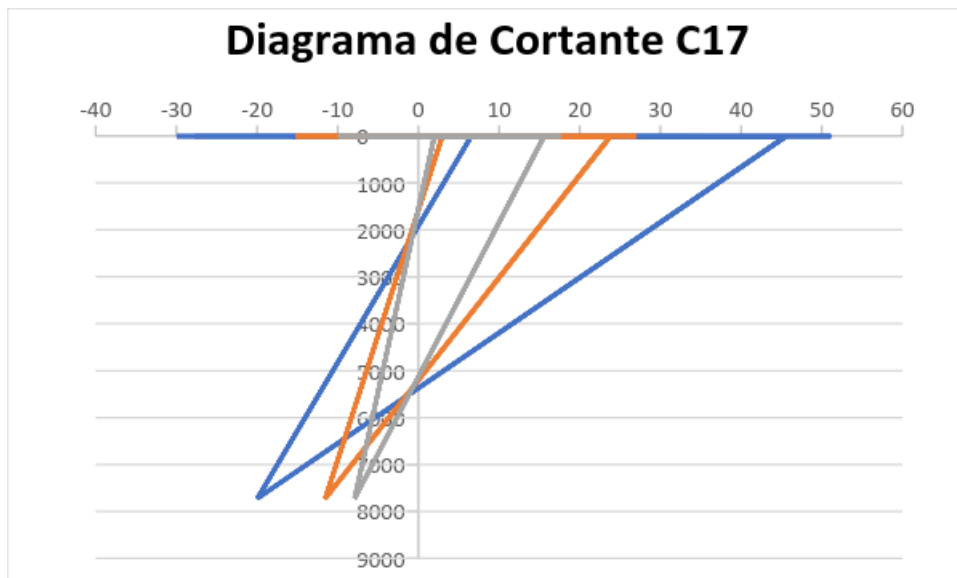
A continuación se realiza la misma comparación pero para los elementos tipo columna de igual forma para las tres estructuras.

Gráfica 100 - Comparación diagrama de cortante columnas C2 y C17 en los tres edificios.



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 101 - Comparación diagrama de momento columnas C2 y C17 en los tres edificios.



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Tabla 24 - Comparación columnas C2 y C17 en los tres edificios

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Columnas		CANTIDAD	% VIGAS
	C2	C17		
Option 1			0	0.00%
Option 2			0	0.00%
Option 3	X	X	2	100.00%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

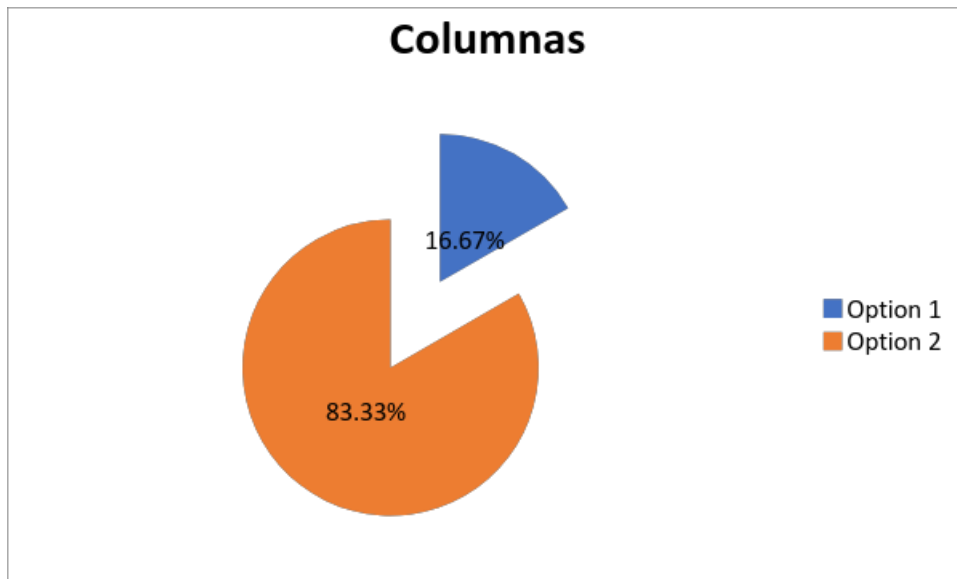
De las dos columnas comparadas y que comparten en común y ubicadas sobre los mismos ejes en las tres estructuras se puede determinar que la estructura que se favorece más es la estructura 3 con un porcentaje del 100% en comparación con las estructuras 1 y 2 con un porcentaje del 0%.

Tabla 25 - Comparación columnas edificios 1 y 2

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Columnas						CANTIDAD	% VIGAS
	C2	C7	C9	C10	C12	C17		
Option 1		X					1	16.67%
Option 2	X		X	X	X	X	5	83.33%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 102 - Comparación columnas edificios 1 y 2



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

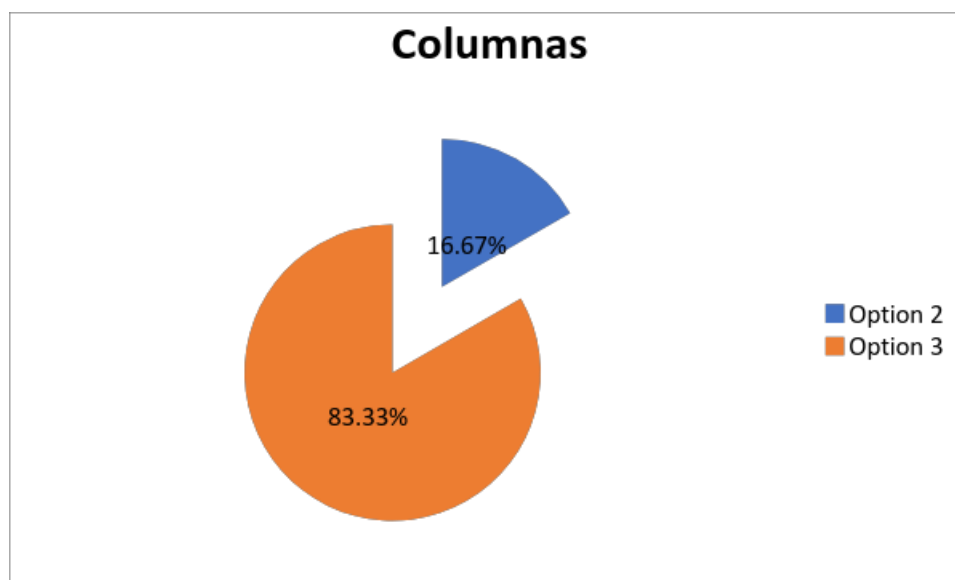
De las columnas comparadas y que comparten en común y ubicadas sobre los mismos ejes en las tres estructuras se puede determinar que la estructura que se favorece más es la estructura 2 con un porcentaje del 83.33% en comparación con la estructura 1 con un porcentaje del 16.67%.

Tabla 26 - Comparación columnas edificios 2 y 3

Estructura	Estructura en la que mejor se comportan las Columnas						CANTIDAD	% VIGAS
	C1-C7	C2	C3-C8	C16-C1	C17	C18-C3		
Option 2				X			1	16.67%
Option 3	X	X	X		X	X	5	83.33%

Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

Gráfica 103 - Comparación columnas edificios 2 y 3



Fuente: (Leuro, Quekano; 2017)

De las columnas comparadas y que comparten en común y ubicadas sobre los mismos ejes en las tres estructuras se puede determinar que la estructura que responde mejor ante deformaciones y cargas es la estructura 3 con un porcentaje del 83.33% en comparación con la estructura 2 con un porcentaje del 16.67%.

3. CONCLUSIONES

Según resultados obtenidos y comparados en los tres edificios, las derivas totales entre pisos cumplen con el 1% requerido según NSR-10 con esta información se determina que no es necesario modificar las secciones de los elementos, debido a que la estabilidad para sismo en dirección X y sismo en dirección Y es favorable para las tres estructuras.

Se tienen una comparación detallada de resultados entre las estructuras y se determina que el edificio 2 es el más favorable ya que presenta los menores desplazamientos puesto que en su análisis se obtuvo que el margen de los mismos está en un porcentaje del 29.18%, en comparación con los resultados del edificio 1 que presenta un margen de desplazamientos mayor con una diferencia porcentual entre las dos estructuras del 3.10%, teniendo esta estructura un margen de desplazamientos total del 32.28%, por otra parte el análisis de las derivas totales en el edificio 3 es la más desfavorable ya que esta presenta el mayor porcentaje de desplazamientos con un margen porcentual del 38.54%.

Teniendo en cuenta que las tres edificaciones cuentan con la misma conformación geométrica y el mismo volumen de concreto se puede apreciar claramente que la disposición de muros estructurales más favorables para reducir la acción o aplicabilidad de la Fuerza Horizontal Equivalente en la estructura es la opción de muros estructurales de la segunda estructura.

Al realizar la verificación de la irregularidad torsional Tipo 1aP y 1bP Según (NSR-10, 2010) en las tres estructuras se puede determinar que las mismas no cuentan con este tipo de irregularidades en planta al dar como resultado valores menores a lo estipulado en los requerimientos de la NSR.

En el análisis de cortante de todos los elementos tipo Viga de las tres estructuras se puede apreciar que la estructura que mejor responde ante cortantes es la Opción 3 con un margen porcentual del 37.78%, siendo el mayor valor entre las estructuras y teniendo en cuenta que entre más próximo al 100% sea el resultado mejor respuesta genera.

En el análisis de momento flector de todos los elementos tipo Viga de las tres estructuras se puede apreciar que la estructura que mejor responde ante momentos flectores es la Opción 3 con un margen porcentual del 37.78%, siendo el mayor valor entre las estructuras y teniendo en cuenta que entre más próximo al 100% sea el resultado mejor respuesta genera.

Al realizar la comparación de las columnas C2 y C17 en las tres estructuras, se tiene como resultado que estas generan una mejor respuesta ante cortante y momentos flectores en la estructura 3.

Al realizar la comparación de las columnas C2, C7, C9, C10, C12 y C17 en las estructuras 1 y 2, se tiene como resultado que estas generan una mejor respuesta ante cortante y momentos flectores en la estructura 2.

Al realizar la comparación de las columnas C2, C7, C9, C10, C12 y C17 en las estructuras 1 y 3, se tiene como resultado que estas generan una mejor respuesta ante cortante y momentos flectores en la estructura 3.

Al realizar la comparación de las columnas C1-C7, C2, C3-C8, C16-C1, C17 y C18-C3 en las estructuras 2 y 3, se tiene como resultado que estas generan una mejor respuesta ante cortante y momentos flectores en la estructura 3.

Al realizar la comparación de las estructuras 1, 2 y 3, de la disposición total de las columnas, se tiene como resultado que estas generan una mejor respuesta ante cortantes y momentos flectores en la estructura 3 con un porcentaje del 73.33%, siendo el mayor en las tres estructuras y teniendo en cuenta que entre más próximo al 100% sea el resultado mejor respuesta genera.

Finalmente, al evaluar el resultado obtenido de las tres estructuras, en donde se comparan las fuerzas desarrolladas en conjunto por muros, se determina que la estructura que tiene mejor respuesta es la estructura 2 con un margen porcentual del 42.15%, siendo el mayor valor entre las estructuras y teniendo en cuenta que entre más próximo al 100% sea el resultado mejor respuesta genera en la estructura.

4. Recomendaciones

Conociendo la limitante que se planteó desde el comienzo en la que no se cuenta con estudios previos por medio de lo cual se tomaron valores aproximados de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010) para realizar los dimensionamientos y diseños de las estructuras se recomienda realizar una verificación de los resultados obtenidos en este proyecto, con estudios previos que se tengan para así poder tener una mayor seguridad al momento de la realización de la edificación siguiendo los lineamientos vigentes.

Si las estructuras se llegasen a hacer con un material diferente se recomienda realizar un chequeo de que cumpla con los requisitos de diseño de las estructuras y con los mínimos establecidos por el Reglamento Sismo Resistente Colombiano (NSR-10).

BIBLIOGRAFÍA.

Libro de Estructuras de Concreto I de Jorge Ignacio Segura Franco – Profesor Asociado – Universidad nacional de Colombia – Derechos Reservados de Edición.

Libro de Análisis y diseño sísmico de edificios de Roberto Rochel Awad (Escuela de Ingeniería) – Fondo Editorial Universidad EAFIT.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 – (Ley 400 de 1997).

<https://es.scribd.com/doc/208274000/Estructuras-Aporticadas>.

Libro Diseño de Estructuras en Concreto en su Duodésima edición de Arthur H. Nilson (Cornell University) con contribuciones de David Darwiin (University of Kansas) – Mc Graw Hill.

Libro Diseño de Concreto Reforzado en su Octava Edición de Jack C. McCromac (Clemson University) y Russell H. Brown (Clemson University) – 2011 Alfaomega Grupo Editorial S.A. de C.V.

Omar A. El-Azizy, Marwan T. Shedid, Wael W. El-Dakhkhni, Robert G. Drysdale - 2015 – Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural walls with different end configurations.

Leonardo M. Massone, Brian L. Sayre, John W. Wallace - 2017 – Load – Deformation responses of slender structural Steel reinforced concrete walls.

Konstantinos I. Christidis, Konstantinos G. Trezos - 2017 – Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls.

Mehmet Emin Arslan, Mehmet Emiroglu, Ahmet Yalama - 2016 – Structural behavior of rammed earth walls under lateral cyclic loading: A comparative experimental study.

Dejian Shen, Qun Yang, Yang Jiao, Zhenghua Cui, Jinyang Zhang – 2017 - Experimental investigations on reinforced concrete shear walls strengthened with basalt fiber-reinforced polymers under cyclic load.

Eko Yuniarsyah, Susumu Kono, Masanori Tani, Rafik Taleb, Kuniyoshi Sugimoto, Tomohisa Mukai – 2016 - Damage evaluation of lightly reinforced concrete walls in moment resisting frames under seismic loading.

Qunxian Huang, Zixiong Guo, J.S. Kuang – 2016 - Designing infilled reinforced concrete frames with the 'strong frame-weak infill' principle.

Sidi Shan, Shuang Li, Shiyu Xu, Lili Xie – 2016 - Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls.

Jinhan Kwon, Wassim M. Ghannoum – 2016 - Assessment of international standard provisions on stiffness of reinforced concrete moment frame and shear wall buildings.

Xiuling Li, Juan Wang, Yi Bao, Genda Chen – 2017 - Cyclic behavior of damaged reinforced concrete columns repaired with high-performance fiber-reinforced cementitious composite.

Jian Weng, Chi King Lee, Kang Hai Tan, Namyo Salim Lim – 2016 - Damage assessment for reinforced concrete frames subject to progressive collapse.

Anh Tuan Pham, Kang Hai Tan – 2017 - Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading.

Amir Hossein Arshian, Guido Morgenthal – 2016 - Three-dimensional progressive collapse analysis of reinforced concrete frame structures subjected to sequential column removal.

Julian Carrillo, José A. Pincheira, Sergio M. Alcocer – 2017 - Behavior of low-rise, steel fiber-reinforced concrete thin walls under shake table excitations.

K. Thinley, H. Hao - 2016 - Seismic performance of reinforced concrete frame buildings in Bhutan based on fuzzy probability analysis.

blog 306° en concreto, ventajas y usos más frecuentes de los sistemas: combinado y dual [en línea], Bogotá, [citado 09 noviembre 2017], Disponible en internet: <http://blog.360gradosenconcreto.com/ventajas-usos-mas-frecuentes-los-sistemas-combinado-dual/>

in SlideShare, sistemas estructurales [en línea], Caracas, Arq. Cedili Guedez [citado 12 abril, 2017], disponible en internet: <https://es.slideshare.net/1964victoria/sistemas-estructurales-35624621>