



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Desarrollo de una herramienta informática para el análisis, diseño y optimización estructural empleando modelado paramétrico y algoritmo genético en edificios de pórticos de concreto armado

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Quispe Ulloa, Rober Waldir
ORCID: 0000-0002-1849-0840

ASESOR

Gárate Cáceres, Francisco Héctor
ORCID: 0000-0003-0413-3399

Lima, Perú

2023

METADATOS COMPLEMENTARIOS

Datos del autor

Quispe Ulloa, Rober Waldir
DNI: 72460672
ORCID: 0000-0002-1849-0840

Datos de asesor

Gárate Cáceres, Francisco Héctor
DNI: 07640930
ORCID:0000-0003-0413-3399

Datos del jurado

JURADO 1
Pereyra Salardi, Enriqueta
DNI: 06743824
ORCID: 0000-0003-2527-3665

JURADO 2
Vargas Chang, Esther Joni
DNI: 07907361
ORCID: 0000-0003-3500-2527

JURADO 3
Silva Zavaleta, Pedro
DNI: 07426176
ORCID: 0000-0002-4026-7442

JURADO 4
Delgado Contreras, Genaro Alfredo Jesus
DNI: 06621687
ORCID: 0000-0002-4612-0433

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 2.01.01
Código del Programa: 732016

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, Rober Waldir Quispe Ulloa, con código de estudiante N°201911466, con DNI N°72460672, con domicilio en Martha Milagros, distrito Lurín, provincia y departamento de Lima, en mi condición de bachiller en Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, declaro bajo juramento que:

La presente tesis titulada: “Desarrollo de una herramienta informática para el análisis, diseño y optimización estructural empleando modelado paramétrico y algoritmo genético en edificios de pórticos de concreto armado” es de mi única autoría, bajo el asesoramiento del docente Francisco Hector Garate Caceres, y no existe plagio y/o copia de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación presentado por cualquier persona natural o jurídica ante cualquier institución académica o de investigación, universidad, etc.; la cual ha sido sometida al antiplagio Turnitin y tiene el 22% de similitud final.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en la tesis, el contenido de estas corresponde a las opiniones de ellos, y por las cuales no asumo responsabilidad, ya sean de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o de internet. Asimismo, ratifico plenamente que el contenido íntegro de la tesis es de mi conocimiento y autoría. Por tal motivo, asumo toda la responsabilidad de cualquier error u omisión en la tesis y soy consciente de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de falsa declaración, me someto a lo dispuesto en las normas de la Universidad Ricardo Palma y a los dispositivos legales nacionales vigentes.

Surco, 16 de octubre de 2023



Rober Waldir Quispe Ulloa

DNI N°72460672

INFORME DE ORIGINALIDAD TURNITIN

Desarrollo de una herramienta informática para el análisis, diseño y optimización estructural empleando modelado paramétrico y algoritmo genético en edificios de pórticos de concreto armado

INFORME DE ORIGINALIDAD

22%	21%	3%	7%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	qdoc.tips Fuente de Internet	4%
3	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	vsip.info Fuente de Internet	1%
5	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	idoc.pub Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.uchile.cl Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1%

DEDICATORIA

Dedico sinceramente esta tesis a mis padres, hermanos, sobrinas y, sobre todo, a las personas que trabajan y estudian paralelamente. ¡Ánimo!

AGRADECIMIENTO

Gracias por sus continuos consejos y ayuda Ing. Francisco Gárate. Agradezco a Rolando Villena y Elmer Cusipuma por incursionarme en el fascinante campo de la optimización aplicada. A cada uno de mis amigos que me han deseado éxito en mi investigación. A mi familia, que ha sido testigo de la mayor perseverancia y esfuerzo que he realizado durante mis estudios de pregrado.

ÍNDICE GENERAL

METADATOS COMPLEMENTARIOS	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
INFORME DE ORIGINALIDAD TURNITIN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABLAS	xvii
RESUMEN	xx
ABSTRACT	xxi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos	2
1.2 Problema general	2
1.2.1 Problemas específicos.....	2
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo general	2
1.3.2 Objetivos específicos	3
1.4 Delimitación de la investigación	3
1.4.1 Delimitación Temporal.....	3
1.4.2 Delimitación Espacial.....	3
1.4.3 Delimitación temática.....	3
1.5 Justificación e importancia	3
1.5.1 Justificación teórica	3
1.5.2 Justificación práctica	4
1.5.3 Justificación social.....	4
1.5.4 Importancia.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Investigaciones relacionadas con el tema	5
2.1.1 Investigaciones internacionales	5
2.1.2 Investigaciones nacionales	6
2.2 Diseño tradicional y necesidad de optimización	7

2.2.1	Procedimiento tradicional.....	7
2.2.2	Procedimiento óptimo	8
2.3	Optimización en ingeniería estructural	10
2.3.1	Problema de optimización	10
2.3.2	Técnicas de optimización	11
2.3.3	Categorías de optimización en diseño estructural	14
2.3.4	Optimización de estructuras de concreto armado.....	17
2.4	Complejidad de los problemas de optimización.....	18
2.5	Inteligencia artificial en ingeniería estructural	20
2.5.1	Computación evolutiva.....	22
2.6	Optimización mediante algoritmo genético.....	24
2.6.1	Origen	24
2.6.2	Estructura de un algoritmo genético simple	25
2.6.3	Evolución de la estructura del algoritmo genético	37
2.6.4	Estructura de un algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo.....	39
2.7	Definición de términos básicos.....	41
CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS.....		43
3.1	Hipótesis	43
3.1.1	Hipótesis principal.....	43
3.1.2	Hipótesis secundarias	43
3.2	Variables.....	43
3.2.1	Variable independiente	43
3.2.2	Variable dependiente	43
3.2.3	Operacionalización de variables	43
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		45
4.1	Tipo y nivel.....	45
4.1.1	Tipo de Investigación	45
4.1.2	Nivel	45
4.2	Diseño de investigación	45
4.3	Población y muestra.....	45
4.3.1	Población	45
4.3.2	Muestra	45
4.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	46
4.4.1	Tipos de técnicas e instrumentos	46

4.4.2	Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	46
4.4.3	Procedimiento para la recolección de datos	46
4.5	Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	46
CAPÍTULO V: HERRAMIENTA INFORMÁTICA SADAÍ		47
5.1	Motivación.....	47
5.2	Descripción de la herramienta informática.....	49
5.3	Descripción de las ventanas.....	51
5.3.1	Menú archivo (File).....	52
5.3.2	Menú definir (Define).....	52
5.3.3	Menú asignar (Assign)	55
5.3.4	Menú analizar (Analyze)	56
5.3.5	Menú mostrar (Display)	57
5.3.6	Menú diseño (Design)	58
5.3.7	Menú optimización (Optimization)	58
5.3.8	Menú ayuda (Help).....	59
CAPÍTULO VI: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS SISMICO		60
6.1	Motor de cálculo estructural	60
6.1.1	Introducción a OpenSees	60
6.1.2	Arquitectura de OpenSees	60
6.1.3	Modelo de análisis en OpenSees	64
6.1.4	Razones para usar OpenSees en esta investigación.....	66
6.2	Parámetros sismorresistentes	67
6.2.1	Zonificación.....	67
6.2.2	Perfil de suelo y parámetros de sitio.....	67
6.2.3	Factor de amplificación sísmica	67
6.2.4	Categoría de las edificaciones y factor de uso.....	68
6.3	Sistema estructural y regularidad de las edificaciones	68
6.3.1	Sistema estructural.....	68
6.3.2	Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	68
6.4	Análisis sísmico	69
6.4.1	Consideraciones generales para el análisis	69
6.4.2	Estimación del peso sísmico.....	69
6.4.3	Procedimiento de análisis sísmico.....	69
6.4.4	Análisis estático.....	69

6.5	Requisitos de rigidez.....	71
6.5.1	Determinación de desplazamientos laterales.....	71
6.5.2	Desplazamiento lateral relativo admisible.....	71
CAPÍTULO VII: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS		72
7.1	Requisitos de resistencia.....	72
7.1.1	Resistencia requerida.....	72
7.1.2	Resistencia de diseño.....	72
7.2	Hipótesis fundamentales de diseño por resistencia a flexión y carga axial.....	73
7.2.1	Equilibrio y compatibilidad de deformación.....	73
7.2.2	Suposiciones de diseño para el concreto	73
7.3	Diseño de viga por flexión.....	73
7.3.1	Análisis de sección simplemente reforzada.....	73
7.3.2	Diseño de vigas rectangulares	77
7.3.3	Cuantía límite de acero	84
7.3.4	Longitud de desarrollo.....	85
7.3.5	Corte y desarrollo de barras en vigas.....	88
7.4	Diseño de viga por cortante	90
7.4.1	Esfuerzo cortante en vigas de concreto	90
7.4.2	Resistencia al corte proporcionado por el concreto.....	93
7.4.3	Estados límite de falla por corte de vigas con estribos en el alma	94
7.4.4	Refuerzo mínimo a cortante	97
7.4.5	Localización de corte máximo de diseño	97
7.4.6	Requisitos de resistencia a corte de vigas.....	99
7.5	Diseño de columnas por flexo-compresión	101
7.5.1	Columnas esbeltas	102
7.5.2	Columnas cortas	103
7.5.3	Cuantía límite de acero	110
7.6	Requerimiento sismorresistente de pórticos especiales resistente a momento	110
7.6.1	Consideraciones para el diseño de vigas	110
7.6.2	Consideraciones para el diseño de columnas	116
CAPÍTULO VIII: OPTIMIZACIÓN DE PÓRTICO PLANO		121
8.1	Caso de estudio	121
8.1.1	Descripción de la edificación	121
8.2	Definición del problema de optimización.....	122

8.2.1	Parámetros	122
8.2.2	VARIABLES DE DECISIÓN.....	125
8.2.3	Dimensión del espacio de soluciones	126
8.2.4	Formulación matemática del problema de optimización.....	127
8.3	Optimización mediante OptimFrame2D.....	128
8.3.1	Resultados de la optimización estructural	128
8.4	Optimización mediante SADAI.....	130
8.4.1	Diferencias con OptimFrame2D.....	130
8.4.2	Modelo estructural	131
CAPÍTULO IX: OPTIMIZACIÓN DE EDIFICIO TRIDIMENSIONAL.....		132
9.1	Descripción del edificio	132
9.1.1	Ubicación.....	132
9.1.2	Arquitectura	132
9.1.3	Estructura.....	132
9.2	Análisis y diseño tradicional.....	134
9.2.1	Grupos de diseño	134
9.2.2	Predimensionamiento	136
9.2.3	Análisis estructural	141
9.2.4	Diseño de elementos estructurales.....	145
9.2.5	Metrado y presupuesto	154
9.3	Definición del problema de optimización.....	154
9.3.1	Parámetros	155
9.3.2	VARIABLES DE DECISIÓN.....	157
9.3.3	Dimensión del espacio de soluciones	164
9.3.4	Formulación matemática del problema de optimización.....	164
9.4	Optimización mediante SADAI.....	166
9.4.1	Modelo estructural	166
CAPÍTULO X: PRESENTACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS.....		168
10.1	Automatización de modelado paramétrico	168
10.2	Parámetros genéticos	173
10.2.1	Pórtico plano.....	173
10.2.2	Pórtico tridimensional	176
10.3	Optimización estructural.....	179
10.3.1	Pórtico plano.....	179

10.3.2	Pórtico tridimensional	186
10.4	Contrastación de Hipótesis	193
10.4.1	Hipótesis principal	193
10.4.2	Hipótesis secundarias	194
	CONCLUSIONES	195
	RECOMENDACIONES	196
	REFERENCIAS	197
	ANEXOS	200
	Anexo A: Matriz de consistencia	201
	Anexo B: Planos de estructuras	203

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Procedimiento de diseño tradicional	8
Figura 2 Procedimiento de diseño óptimo	9
Figura 3 Clasificación de algoritmos de optimización	13
Figura 4 Optimización de (1) área, (2) tamaño, (3) forma y (4) topológica de sección .	14
Figura 5 Topología predefinido (1), optimización de barra (2) y continua (3)	15
Figura 6 Clases de complejidad computacional	18
Figura 7 Artículos publicados con aplicaciones de IA en ingeniería civil (2000-2022)	20
Figura 8 Publicaciones sobre ramas de IA en ingeniería estructural	22
Figura 9 Diagrama de flujo de un algoritmo genético simple	26
Figura 10 Función Egg Holder a minimizar	27
Figura 11 Población inicial y exploración del espacio de soluciones factibles	28
Figura 12 Operadores de selección, cruce y mutación	29
Figura 13 Convergencia del algoritmo genético simple	29
Figura 14 Representación de un individuo en cadena binaria de longitud n	30
Figura 15 Terminología y ejemplos de representación de soluciones en AG.....	31
Figura 16 Decodificación de genotipo a fenotipo.....	32
Figura 17 Representación de los operadores genéticos	33
Figura 18 Método de selección por rueda de la ruleta.....	34
Figura 19 Operador de cruce de un punto.....	35
Figura 20 Operador de cruce de dos puntos	35
Figura 21 Operador mutación en dos genes en simultaneo	36
Figura 22 Operador mutación en un gen	36
Figura 23 Diagrama de flujo de algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo.....	39
Figura 24 Conceptos relacionados con el metamodelado.....	48
Figura 25 Flujo de trabajo de SADAI.....	49
Figura 26 Interfaz de inicialización de SADAI	51
Figura 27 Ventana principal de SADAI	51
Figura 28 Plantilla para crear un modelo estructural 3D	52
Figura 29 Ventana de combinaciones de carga	53
Figura 30 Ventana para definir las propiedades de una columna	53
Figura 31 Ventana de espectro de respuesta de diseño.....	54
Figura 32 Ventana de asignación de carga de viento.....	55

Figura 33 Ventana de opciones de análisis	56
Figura 34 Ventana para visualizar resultados del análisis u optimización	57
Figura 35 Ventana de preferencias de diseño en C°A°	58
Figura 36 Ventana de ingreso de parámetros genéticos	59
Figura 37 Ventana de ayuda	59
Figura 38 Paquetes de software OpenSees para FEM	61
Figura 39 Diagrama de clases del framework OpenSees	62
Figura 40 Diagrama de clases de interfaz para múltiples interpretes	63
Figura 41 Diagrama de flujo de FEA en OpenSees.....	64
Figura 42 Extracto de código para análisis de pórtico 2D	65
Figura 43 Análisis de una sección rectangular	74
Figura 44 Tipos de falla de una sección de concreto armado	75
Figura 45 Diagrama de deformaciones unitarias de tipos de falla.....	78
Figura 46 Variación de ϕ con la deformación neta del refuerzo extremo en tracción ...	78
Figura 47 Recubrimiento y separación mínima entre barras para vigas.....	80
Figura 48 Arreglo de armadura por flexión de grupo de sección SC y S6.....	81
Figura 49 Corte y desarrollo de barras en vigas	89
Figura 50 Fuerzas y esfuerzos a lo largo de un elemento diferencial de viga	91
Figura 51 a) Esfuerzos en fibras en compresión b) Esfuerzo cortante en eje neutro.....	91
Figura 52 a) Cortante puro b) Tensión diagonal.....	92
Figura 53 Diagrama de cuerpo libre de falla por cortante	94
Figura 54 Zona de anclaje de estribos	96
Figura 55 Casos donde es permitido calcular el cortante último a una distancia d	98
Figura 56 Casos donde no es permitido calcular el cortante último a una distancia d ...	98
Figura 57 Diagrama de requisitos de resistencia a cortante.....	99
Figura 58 Puntos notables de diagrama de interacción.....	103
Figura 59 Análisis de elemento sometido a flexo-compresión.....	106
Figura 60 Resistencia a flexión mínima de viga especial resistente a momento	111
Figura 61 Requerimiento de acero mínimo positivo y negativo.....	112
Figura 62 Diagrama de fuerza cortante debido a cargas de gravedad y sísmica	113
Figura 63 Deformación lateral debido al sismo en la dirección global X positivo.....	114
Figura 64 Deformación lateral debido al sismo en la dirección global X negativo.....	115
Figura 65 Separación de estribo mínimo en vigas con responsabilidad sísmica	116
Figura 66 Sentido de los momentos para el concepto de viga débil-columna fuerte ...	117

Figura 67 Cortante de diseño para columnas especiales resistentes a momento	118
Figura 68 Fuerza cortante de diseño en columnas con responsabilidad sísmica	119
Figura 69 Separación de estribo mínimo en columnas con responsabilidad sísmica ...	120
Figura 70 Vista en planta de edificio de 7 niveles	121
Figura 71 Grupos de diseño de pórtico plano	122
Figura 72 Cargas sobre pórtico externo eje A	124
Figura 73 Fuerzas causadas por acción del viento en los ejes A y D	125
Figura 74 Secciones óptimas en pórtico extremo eje A y D.....	129
Figura 75 Datos de geometría del pórtico 2D a optimizar.....	131
Figura 76 Modelo analítico del pórtico 2D a optimizar.....	131
Figura 77 Edificio tridimensional a optimizar	133
Figura 78 Planta de encofrado típico de 1° al 5° nivel	133
Figura 79 Visualización 3D de grupos de diseño de vigas	135
Figura 80 Visualización 3D de grupos de diseño de columnas	136
Figura 81 Area tributaria para vigas en dirección X.....	142
Figura 82 Area tributaria para vigas en dirección Y.....	143
Figura 83 Ubicación de viga más crítica V1.4.....	146
Figura 84 Geometría, envolvente de DMF y DFC de viga V1.4.....	146
Figura 85 Ubicación de columnas central más crítica C1.4	148
Figura 86 Armadura de refuerzo de columna central C1.4.....	148
Figura 87 Diagrama de interacción resistente para análisis en la dirección X	150
Figura 88 Diagrama de interacción resistente para análisis en la dirección Y	150
Figura 89 Diagrama de interacción nominal para análisis en la dirección X	151
Figura 90 Diagrama de interacción nominal para análisis en la dirección Y	151
Figura 91 Resistencia nominal flexionante en las caras del nudo de C1.4 y V1.4.....	152
Figura 92 Secciones notables de diseño en una viga continua	159
Figura 93 Configuración de acero por flexión en las secciones notables	159
Figura 94 Distribución típica de estribos en viga con responsabilidad sísmica	160
Figura 95 Variables de decisión y configuración de acero en columnas.....	162
Figura 96 Distribución típica de estribos en columna con responsabilidad sísmica ...	163
Figura 97 Datos de geometría del edificio 3D a optimizar.....	167
Figura 98 Modelo analítico del edificio 3D a optimizar.....	167
Figura 99 a) Pórtico de 1 nivel y 3 tramos b) Portico de 3 niveles y 3 tramos.....	168
Figura 100 a) Pórtico de 8 niveles y 4 tramos b) Pórtico de 10 niveles y 4 tramos	169

Figura 101 Envolvente de diagrama de momento flector M33	169
Figura 102 Envolvente de diagrama de fuerza cortante V22.....	170
Figura 103 Diagrama de fuerza axial P	171
Figura 104 Diagrama de momento flector M33	171
Figura 105 Gráfica de efectos principales para fitness	175
Figura 106 Gráfica de efectos principales para fitness	178
Figura 107 Resumen de resultados de SADAI para el pórtico 2D	179
Figura 108 Evolución del costo mínimo de pórtico 2D.....	180
Figura 109 Evolución del costo promedio de pórtico 2D.....	180
Figura 110 Resumen de resultados de SADAI para el pórtico 3D	186
Figura 111 Evolución del costo mínimo del pórtico 3D.....	187
Figura 112 Evolución del costo promedio del pórtico 3D.....	187

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estado del arte de optimización de estructuras de concreto armado	17
Tabla 2 Costo computacional de problemas P y NP.....	19
Tabla 3 Operacionalización de variables	44
Tabla 4 Factores de suelo.....	67
Tabla 5 Periodos T_P y T_L	67
Tabla 6 Factor de amplificación sísmica	68
Tabla 7 Armadura de secciones típicas de vigas simplemente reforzadas 01 de 02	82
Tabla 8 Armadura de secciones típicas de vigas simplemente reforzadas 02 de 02	83
Tabla 9 Longitud de desarrollo para barra horizontal en peralte menor a 30 cm	86
Tabla 10 Longitud de desarrollo para barra horizontal en peralte mayor a 30 cm	86
Tabla 11 Longitud de desarrollo con gancho estándar	87
Tabla 12 Parámetros geométricos y de materiales.....	123
Tabla 13 Parámetros de precio unitario de materiales	123
Tabla 14 Variables de decisión de vigas.....	125
Tabla 15 Variables de decisión de columnas.....	126
Tabla 16 Grupo de diseño de vigas.....	134
Tabla 17 Grupo de diseño de columnas.....	135
Tabla 18 Espesores recomendado de aligerado unidireccional y peso propio	136
Tabla 19 Factor de sobrecarga de viga principal	137
Tabla 20 Resumen de predimensionamiento de sección de vigas	138
Tabla 21 Factores para predimensionamiento de columnas	138
Tabla 22 Metrado de cargas de columnas.....	139
Tabla 23 Resumen de secciones de columnas de GD-1	140
Tabla 24 Resumen de predimensionamiento de secciones de columnas.....	140
Tabla 25 Propiedades del concreto	141
Tabla 26 Propiedades del acero de refuerzo	141
Tabla 27 Carga distribuida de área sobre sistema de techos.....	142
Tabla 28 Carga distribuida sobre vigas.....	143
Tabla 29 Resumen de parámetros de análisis estático.....	144
Tabla 30 Deriva máxima debido al sismo estático en la dirección X.....	145
Tabla 31 Deriva máxima debido al sismo estático en la dirección Y.....	145
Tabla 32 Cálculo de acero longitudinal de viga V1.4.....	147

Tabla 33 Cálculo de acero transversal de viga V1.4.....	147
Tabla 34 Fuerzas internas en C1.4 por gravedad y sismo en la dirección X	149
Tabla 35 Fuerzas internas en C1.4 por gravedad y sismo en la dirección Y	149
Tabla 36 Cálculo de acero transversal de columna central C1.4	153
Tabla 37 Resumen de metrado y presupuesto mediante diseño tradicional	154
Tabla 38 Parámetros geométricos	155
Tabla 39 Parámetros de concreto	155
Tabla 40 Parámetros de acero de refuerzo	156
Tabla 41 Parámetros de carga gravitacional por unidad de área	156
Tabla 42 Parámetros sismorresistente.....	156
Tabla 43 Parámetros de costo de estructuras	157
Tabla 44 Variables de decisión de vigas.....	158
Tabla 45 Variables de decisión de columnas.....	161
Tabla 46 Frontera de barras longitudinal y cantidad de ramas	162
Tabla 47 Comparación de fuerzas internas de vigas entre SAP2000 y SADAÍ.....	170
Tabla 48 Comparación de fuerzas internas de columnas entre SAP2000 y SADAÍ ...	172
Tabla 49 Parámetros del AG y sus niveles experimentales	173
Tabla 50 Diseño experimental L27(3 ⁶) generado por Minitab y resultados	174
Tabla 51 Análisis de varianza de relaciones señal a ruido (S/N).....	174
Tabla 52 Parámetros seleccionados para resolver el pórtico 2D	175
Tabla 53 Parámetros del AG y sus niveles experimentales	176
Tabla 54 Diseño experimental L27(3 ⁶) generado por Minitab y resultados	177
Tabla 55 Análisis de varianza de relaciones señal a ruido (S/N).....	177
Tabla 56 Parámetros seleccionados para resolver el pórtico 3D	178
Tabla 57 Resumen de diseño por corte de vigas de pórtico de referencia.....	181
Tabla 58 Resumen de diseño por corte de vigas de pórtico con SADAÍ.....	181
Tabla 59 Resumen de diseño por flexión de vigas de referencia.....	182
Tabla 60 Resumen de diseño por flexión de vigas con SADAÍ	182
Tabla 61 Resumen de diseño por corte de columnas de pórtico de referencia.....	183
Tabla 62 Resumen de diseño por cortante de columnas con SADAÍ.....	184
Tabla 63 Resumen de diseño de columnas de pórtico de referencia	184
Tabla 64 Resumen de diseño por flexo-compresión de columnas con SADAÍ.....	185
Tabla 65 Resumen de presupuesto de pórtico 2D optimizado con SADAÍ.....	185
Tabla 66 Resumen de diseño por cortante de vigas con método tradicional	188

Tabla 67 Resumen de diseño por cortante de vigas con SADAI.....	188
Tabla 68 Resumen de diseño por flexión de vigas con método tradicional	189
Tabla 69 Resumen de diseño por flexión de vigas con SADAI	190
Tabla 70 Resumen de diseño por corte de columnas con método tradicional	191
Tabla 71 Resumen de diseño por corte de columnas con SADAI.....	191
Tabla 72 Resumen de diseño de columnas con método tradicional	192
Tabla 73 Resumen de diseño de columnas con SADAI	192
Tabla 74 Resumen de presupuesto de edificio 3D optimizado con SADAI.....	193

RESUMEN

Frente a la explosión de la inteligencia artificial y el rápido crecimiento de la velocidad de los procesadores de las computadoras y el abaratamiento de sus componentes, en los últimos años, se ha dado un gran impulso a una rama de la ingeniería conocida como optimización estructural, donde los problemas de diseño se formulan en base a una función objetivo, variables de decisión, parámetros y restricciones.

La tendencia actual es utilizar métodos numéricos de búsqueda directa para abordar problemas difíciles del mundo real; esto elimina la necesidad de obtener la derivada de la función que se está optimizando y acelera el proceso de diseño, al mismo tiempo que reduce el costo y los materiales. En este trabajo se desarrolló una aplicativo de escritorio denominado SADAI que modela, analiza, diseña y realiza una optimización económica de pórticos planos y tridimensional de concreto armado. La herramienta emplea como motor de análisis estructural a OpenSees. El software aplica un tipo de metaheurística bio-inspirada correspondiente al grupo de algoritmos evolutivos, específicamente se implementa una versión mejorada y robusta de un algoritmo genético. Para la creación de la interfaz gráfica de usuario se usa el framework de Qt. El estudio contempló la optimización de secciones que permita minimizar el costo directo de la estructura, se presenta dos ejemplos numéricos con geometría constante y como variables de decisión la sección transversal y armadura de refuerzo por flexión y cortante para las vigas y columnas. El diseño de los elementos estructurales se realizó conforme a las restricciones y requerimientos de la norma E.020, E.030 y E.060 del reglamento nacional de edificaciones para cargas de gravedad, viento y sísmicas. Por último, se muestra una comparación de los resultados de los pórticos 2D y 3D, que presentan soluciones más rentables con ahorros de 18.50% y el 8.95% a nivel del casco estructural en comparación con los diseños convencionales.

Palabras clave: Algoritmo genético, Inteligencia artificial, Metaheurística, Optimización estructural, Python, OpenSees.

ABSTRACT

In the face of the explosion of artificial intelligence and the rapid growth in the speed of computer processors and the cheapening of their components, in recent years, a branch of engineering known as structural optimization, where design problems are formulated on the basis of an objective function, decision variables, parameters and constraints, has gained momentum.

The current trend is to use direct search numerical methods to tackle difficult real-world problems; this eliminates the need to obtain the derivative of the function being optimized and speeds up the design process, while reducing cost and materials. In this work, a desktop application called SADAI was developed that models, analyzes, designs and performs economic optimization of flat and three-dimensional reinforced concrete portal frames. The tool uses OpenSees as a structural analysis engine. The software applies a type of bio-inspired metaheuristic corresponding to the group of evolutionary algorithms, specifically an improved and robust version of a genetic algorithm is implemented. For the creation of the graphical user interface the Qt framework is used. The study contemplated the optimization of sections to minimize the direct cost of the structure, two numerical examples are presented with constant geometry and as decision variables the cross section and bending and shear reinforcement for beams and columns. The design of the structural elements was carried out according to the restrictions and requirements of E.020, E.030 and E.060 of the national building regulations for gravity, wind and seismic loads. Finally, a comparison of the results of the 2D and 3D portal frames is shown, which present more cost-effective solutions with savings of 18.50% and 8.95% at the structural shell level compared to conventional designs.

Keywords: Genetic algorithm, Artificial intelligence, Metaheuristics, Structural optimization, Python, OpenSees.

INTRODUCCIÓN

La industria de la arquitectura, ingeniería y construcción (AEC) en Perú ha demostrado recientemente una tendencia hacia la búsqueda de espacios eficientes y al uso racional de los recursos. La logística de proyectos se vuelve cada vez más compleja, por ello el tiempo empleado para cada etapa debe ser óptima. Aun cuando existe un mayor desarrollo de herramientas de modelado y análisis estructural, se ha visto un divorcio entre dichas herramientas; es decir, la obtención de datos de entrada (estructuración y predimensionamiento), el cálculo numérico y el diseño estructural están separados unos de los otros. Tradicionalmente el diseñador se apoya de AutoCAD y en la mayoría de las veces los datos de entrada se calculan en una plantilla de Excel y al momento de ingresar la información a un software de modelado estructural debe tener cuidado de no cometer errores de tipeo, para el caso de edificaciones es común el empleo de ETABS en el análisis estructural y en la etapa de diseño es usual trasladar la respuesta de la estructura a las hojas de cálculo para su posterior procesamiento. Hasta que se obtiene un diseño suficientemente seguro y, por tanto, adecuado para su ejecución, suele ser imprescindible realizar múltiples iteraciones y correcciones en el proyecto inicial.

El planteamiento habitual para diseñar estructuras de concreto reforzado no minimiza el uso de materiales, la mayoría de los diseños se basan en la experiencia acumulada del ingeniero, quien determina y selecciona dimensiones de secciones transversales, acero de refuerzo y calidad de material en base a su experiencia. El planteamiento típico de "ensayo y error" tiene el inconveniente de depender exclusivamente del diseñador para hacer modificaciones, lo que da lugar a soluciones buenas, pero no óptimas. Cualquier cambio durante el proyecto presenta un elevado costo computacional para la oficina de proyectos.

Actualmente existen técnicas de optimización estructural que utilizan algoritmos avanzados, las aplicaciones se dan a elementos estructurales aislados, a pórticos planos y en menor cantidad a pórticos tridimensionales. Debido a la cantidad de variables, complejidad de la estructura y variabilidad en los diseños la optimización estructural no es prioridad entre los ingenieros estructurales. El uso de computadoras más potentes y algoritmos de inteligencia artificial hace que la tarea de búsqueda de la estructura óptima se torne bastante atrayente por los diseñadores.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

En la ingeniería práctica la mayoría de las consultoras en estructuras desarrollan un proyecto típico en cuatro etapas importantes; la primera etapa denominada predimensionamiento y estructuración; la segunda es el modelado y análisis estructural; la tercera corresponde a la interpretación de los resultados; la cuarta etapa es la generación de documentación y planos para construcción.

El proceso de diseño actual depende fundamentalmente de la experiencia del diseñador, el cual está presente en todas las etapas del proyecto. El método tradicional está basado en prueba y error, debido a que es un proceso iterativo que realiza el diseñador hasta encontrar una solución técnica y económicamente viable. El costo computacional de algún cambio en el ciclo de vida de un proyecto es muy alto, por lo tanto, el ingeniero suele analizar en un espacio de soluciones muy reducido que puede contener diseños estructurales buenas, pero no son las mejores.

1.2 Problema general

¿Cómo la optimización estructural mediante algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo minimiza el costo directo a nivel de casco estructural de pórticos de concreto armado?

1.2.1 Problemas específicos

- a) ¿De qué manera la automatización del modelo analítico influye en la optimización de secciones de pórticos de concreto armado?
- b) ¿De qué manera la elección de los parámetros genéticos influye en la obtención del costo mínimo de estructuras aporticada?
- c) ¿De qué manera el algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo obtiene las secciones óptimas de pórticos frente a cargas de sismo, viento y de gravedad?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Desarrollar la optimización estructural empleando algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo para reducir el costo directo a nivel de casco estructural de pórticos de concreto armado.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Desarrollar la automatización del modelo analítico para optimizar las secciones de pórticos de concreto armado.
- b) Encontrar los parámetros genéticos más adecuado para obtener el costo mínimo de estructuras aporticada.
- c) Desarrollar la estructura de un algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo para encontrar las secciones óptimas de pórticos frente a solicitaciones sísmicas, viento y de gravedad.

1.4 Delimitación de la investigación

1.4.1 Delimitación Temporal

El desarrollo del aplicativo de escritorio y el documento de tesis se elaborará en un tiempo aproximado de 12 meses según el cronograma de actividades propuesto en el plan de tesis.

1.4.2 Delimitación Espacial

El sistema estructural objeto de estudio corresponde a pórticos de concreto armado en sus dos direcciones principales de análisis. Los ejemplos numéricos presentados son de edificios hipotéticos analizados en dos y tres dimensiones con configuración geométrica regular en planta y altura.

1.4.3 Delimitación temática

El estudio corresponde a la línea de automatización y optimización en ingeniería estructural que emplea un algoritmo evolutivo de la inteligencia artificial para obtener la configuración más óptima a nivel de casco estructural de edificios aporticados.

1.5 Justificación e importancia

1.5.1 Justificación teórica

La solución a los problemas de optimización se aborda con dos grandes grupos de métodos: el primero se basa en métodos deterministas o exactos; para definir el problema, en la mayoría de las veces, se emplea variables continuas y la derivada de la función objetivo; en el segundo grupo se encuentran los métodos estocásticos o aproximados. En la tesis se emplea metaheurísticas basadas en la biología, es decir, están inspirados en fenómenos naturales, su uso es principalmente en funciones objetivo con muchas variables de decisión y con restricciones lineales o no lineales.

Para la obtención de la mejor estructura se utilizará un algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo, cuya particularidad es que puede escapar de óptimos locales y realizar una exploración y explotación exhaustiva en el espacio de soluciones multimodal que resulta de modelar un problema en ingeniería estructural.

1.5.2 Justificación práctica

Con el avance de la tecnología e informática es posible automatizar la mayor parte del flujo de trabajo de un proyecto de estructuras, desde etapas tempranas como la concepción topológica de la estructura hasta la elaboración de los planos de construcción. La investigación desarrolla un aplicativo de escritorio que minimiza el costo directo de pórticos de concreto armado.

1.5.3 Justificación social

Actualmente en el diseño de edificios existe la tendencia de contar con certificaciones internacionales que garantizan el cumplimiento de estándares y lineamientos de sostenibilidad, esto no es ajeno a la ingeniería estructural pues en estas certificaciones se evalúa la cantidad y tipo de materiales de construcción empleado en la estructura; por lo tanto, es importante el empleo racional de los recursos debido a que las necesidades humanas son ilimitadas y los recursos son escasos.

1.5.4 Importancia

Naturalmente los proyectos sufren transformaciones durante su desarrollo y es común realizar ajustes en el modelo estructural y posteriormente en el diseño de sus elementos. La importancia del presente trabajo radica en optimizar edificios a través de un aplicativo, cuyo lógica contribuirá a la disminución del error humano en el intercambio de información durante las etapas del proyecto y dotará al ingeniero de un espacio de búsqueda de soluciones en un rango mucho mayor frente al diseño tradicional.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Investigaciones relacionadas con el tema

2.1.1 Investigaciones internacionales

Alanani & Elshaer (2023) crearon un novedoso modelo para la optimización de estructuras altas con muros de cortante frente a cargas de viento, aplicaron algoritmo genético y utilizan un modelo sustitutivo de red neuronal artificial para evaluar sus restricciones y su función objetivo. Los modelos sustitutos se basan en un conjunto de datos de entrenamiento creados mediante el método de elementos finitos (MEF). Los modelos analíticos se construyeron utilizando código MATLAB a través de la interfaz de programación de aplicación (API). Este código demostró una gran capacidad para comprender la dirección de la carga, los casos de carga importantes y las nociones de inercia sin especificarlas explícitamente en el código de programación generado. La idea es muy relevante para disminuir el tiempo de evaluación de la aptitud de una población de individuos.

Negrin (2016) optimiza una estructura conformado por pórticos de concreto reforzado, estudia la influencia en la rigidez lateral la fisuración de vigas y columnas y el efecto de segundo orden. Los modelos estructurales fueron creados mediante la API de SAP2000 a través de MATLAB. El autor empleó la programación no lineal y algoritmos genéticos. La tesis nos confirma que el rango económico de peralte de vigas es $L/8.5$ y $L/11$ y que la creación automática de modelos analíticos mediante una API es fundamental para la optimización de un problema de optimización.

Cusipuma (2015) en su investigación desarrolla una metodología para la optimización económica de pórticos planos de concreto armado a través de algoritmo genético. La investigación contempla como variables de decisión la sección transversal y armadura de refuerzo de los elementos estructurales. El análisis se realizó para cargas de gravedad y viento. El autor concluye que se tuvo una reducción significativa del 16.31% del costo directo frente al método tradicional de diseño. El trabajo desarrollado nos orienta de modo general a la formulación del problema de optimización para pórticos bidimensional.

2.1.2 Investigaciones nacionales

Escobar (2019) optimiza una cubierta metálica, en términos de costo, empleando algoritmos genéticos y la API de SAP2000 mediante el lenguaje de programación Fortran. Los parámetros genéticos con mejores resultados fueron: probabilidad de cruce (40% estrategia de simple cruce) y probabilidad de mutación (20%). Sus resultados aportan un criterio inicial para los parámetros de un algoritmo genético aplicado a problemas de optimización de secciones.

Salvatierra & Salvatierra (2018) con el fin de mejorar el comportamiento sísmico, en su tesis de pregrado, utilizan una metaheurística basada en algoritmos genéticos para proponer una distribución óptima de amortiguadores viscosos no lineales para un edificio de 12 plantas de concreto reforzado. Los objetivos principales de la optimización son la disipación de energía en la parte superior del edificio y la minimización de las derivas de entrepiso. Al comparar los resultados con el edificio sin disipadores, la reducción en ambas direcciones es inferior al 55%. Su trabajo muestra la necesidad de realizar una exploración y explotación del espacio de soluciones para optimizar un proyecto.

La Torre (2018), en su tesis de maestría, describe un planteamiento aproximado de optimización mediante inspección visual de espacios de diseño. La optimización se aplicó a un edificio educativo cuya función objetivo es disminuir el coste directo. Según las conclusiones del autor el costo directo de las estructuras disminuye si se construyen con concreto premezclado, losas aligeradas con bloques de poliestireno expandido y obtención de secciones mediante la técnica de optimización visual. Su trabajo demuestra que los problemas de la realidad son muy complejos y altamente modal, la generación de modelos analíticos en softwares comerciales de análisis estructural no es una forma eficiente para explorar diversas soluciones y se debe recurrir a la programación, emplear alguna API o usar modelos de aprendizaje profundo para evaluar diferentes soluciones con múltiples variables de decisión.

2.2 Diseño tradicional y necesidad de optimización

2.2.1 Procedimiento tradicional

En la práctica tradicional de las oficinas de consultoría de ingeniería estructural el proyecto se desarrolla en cuatro etapas importantes. La primera etapa denominada predimensionamiento y estructuración; en el predimensionamiento, en base a la interpretación de los planos de arquitectura, se estima la geometría de los elementos sísmo resistentes; en la estructuración se propone una distribución en planta y altura de los elementos estructurales, se toman decisiones importantes como el material y el sistema estructural a emplear.

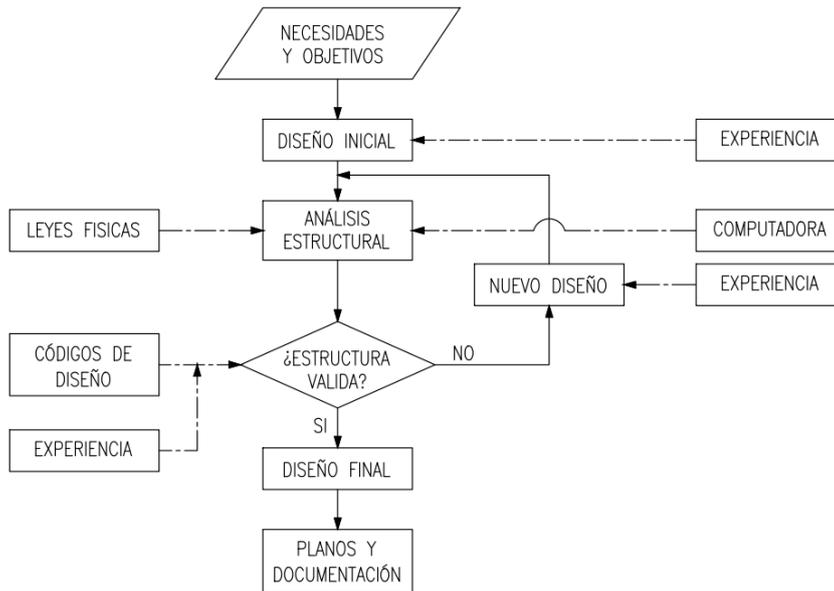
La segunda etapa es el modelado y análisis estructural; se idealiza la estructura, en un modelo numérico computacional; se asignan las cargas, en base a los códigos de diseño; se define las condiciones de borde, aproximando los apoyos a las condiciones reales. Durante esta etapa el calculista consume una cantidad importante de tiempo en la creación del modelo y verificación de los datos de entrada en algún software, se suelen emplear herramientas auxiliares como hojas de cálculo en Excel y plantillas en AutoCAD.

En la tercera etapa se interpreta los resultados del software de análisis y se verifica todos los componentes de la estructura según el código de diseño aplicable, es decir se valida la propuesta de estructuración y dimensiones de los elementos frente a las cargas y restricciones impuestas. Si la verificación de las secciones por estados límites de resistencia y servicio tiene una respuesta positiva entonces se puede continuar con la cuarta etapa del proyecto. En el caso que algún elemento no verifica una restricción de diseño o de buenas prácticas de construcción hay que regresar a alguna etapa del proyecto y modificar manualmente algún parámetro.

Por último, pero no menos importante, la etapa de generación de documentación y planos de construcción. Normalmente esta etapa está desacoplada respecto de las anteriores; los ajustes y correcciones naturales del proyecto demanda un tiempo considerable en la actualización de los modelos de elementos finitos, memorias de cálculo y elaboración de planos. Es de especial interés reducir en lo posible estos retrasos, sobre todo en la práctica profesional cuando el tiempo es un recurso invaluable.

Figura 1

Procedimiento de diseño tradicional



Nota. Adaptado de Torrano (2003)

El proceso de diseño en las oficinas de proyectos depende fundamentalmente de la experiencia del diseñador, el cual está presente en todas las etapas del proyecto. Para Torrano (2003) el diseño estructural se resume en la figura 1; el proceso de ingeniería comienza con la definición de un diseño inicial cuyo comportamiento se evalúa cuantitativamente por un ordenador, a partir de los resultados de este análisis, se deducen los ajustes que deben hacerse en el diseño (ya sea a través de la experiencia o de la intuición), y el proceso finaliza una vez que se determina que la estructura es adecuada. El método tradicional está basado en prueba y error, el costo computacional de algún cambio durante el proyecto es muy alto y se logra soluciones buenas, pero no son las mejores.

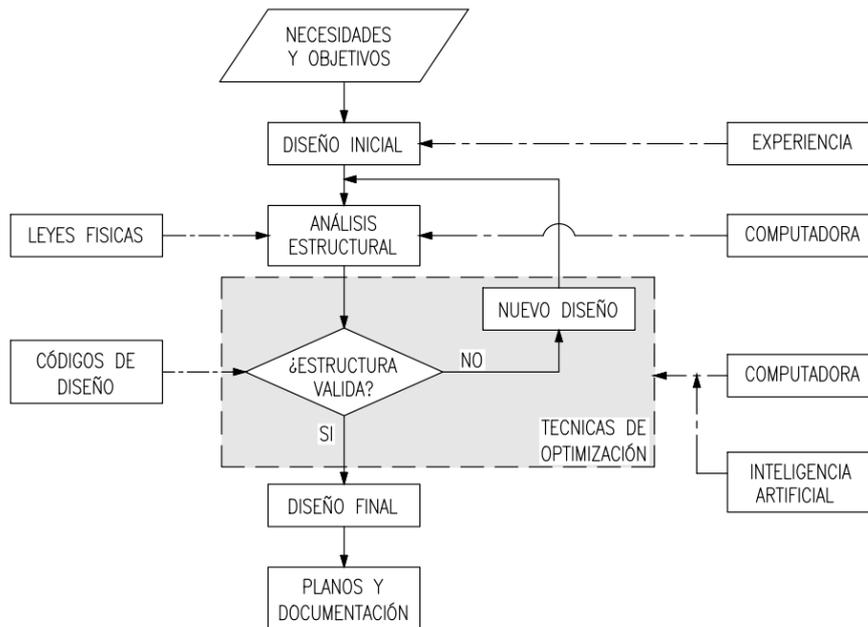
2.2.2 Procedimiento óptimo

La revolución de la tecnología e informática, el empleo de las computadoras en todas las etapas del proyecto y la aplicación de técnicas de optimización en ingeniería estructural son las condiciones para evolucionar el flujo de diseño tradicional a un siguiente nivel, es decir en poder encontrar la mejor solución estructural o el refuerzo local de un elemento dado frente en un tiempo aceptable.

El procedimiento de diseño óptimo implica la incorporación de modelos y algoritmos de inteligencia artificial en el proceso de optimización estructural, gráficamente se observa en la figura 2 este nuevo paradigma de diseño.

Figura 2

Procedimiento de diseño óptimo



Nota. Adaptado de Torrano (2003)

Se ha demostrado que la técnica de diseño convencional se basa demasiado en la experiencia del diseñador, por lo que los algoritmos de inteligencia artificial no pretenden asumir el papel del ingeniero, sino ofrecerle una herramienta sencilla que le ayude a centrarse en encontrar la mejor solución al problema. Las ventajas de utilizar técnicas de optimización principalmente son: cubrir un dominio mayor de posibilidades de solución en un tiempo relativamente más corto, concentrarse en la creatividad de la resolución del problema estructural y sistematizar el proceso de ingreso de datos de entrada y salida de algún software de análisis. La desventaja directa es tener conocimiento de algún lenguaje de programación y modelar la geometría del problema mediante un algoritmo (Cusipuma, 2015).

2.3 Optimización en ingeniería estructural

2.3.1 Problema de optimización

El planteamiento general de optimización, teniendo en cuenta varias funciones objetivo, requiere encontrar un vector \mathbf{x} en el dominio X que optimiza el vector objetivo $f(\mathbf{x})$, normalmente se enuncia de forma analítica como:

$$\min f(\mathbf{x}) = [f_1(\mathbf{x}), f_2(\mathbf{x}), \dots, f_k(\mathbf{x})]^T, \quad \mathbf{x} \in X$$

Sujeto a las restricciones:

$$g_i(\mathbf{x}, \mathbf{p}) \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, m$$

$$h_i(\mathbf{x}, \mathbf{p}) = 0, \quad i = 1, 2, \dots, s$$

Donde los componentes continuos x_1 del vector $\mathbf{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T \in R^n$ son las variables de decisión, la función objetivo $f_i : R^n \rightarrow R$, $i = 1, \dots, k$, g_i denota las restricciones de desigualdad, h_i las restricciones de igualdad y las componentes del vector $\mathbf{p} = [p_1, p_2, \dots, p_z]^T$ representan los parámetros. Cuando el vector $f(\mathbf{x})$ sólo tiene un componente, el problema de optimización es mono-objetivo o monocriterio; en caso contrario, es multiobjetivo o multicriterio.

Cuando las variables de diseño son discretas, sólo hay un número finito de elementos en el espacio de soluciones. Por ello, un campo de estudio conocido como optimización combinatoria se encarga de la búsqueda de óptimos local o global, la mayoría de las veces de óptimos locales.

Una vez formulado el problema de optimización, se procede a la solución del problema a través de alguna técnica de optimización.

2.3.1.1 Manejo de restricciones

La idea básica del método es convertir un problema con restricciones en uno sin restricciones añadiendo (o eliminando) un determinado valor a la función objetivo en base de la gravedad con la que se hayan infringido las restricciones inherentes a una solución concreta (Cusipuma, 2015). La idea básica para funciones de un solo objetivo es transformar el vector objetivo $f(\mathbf{x})$:

$$\min f(\mathbf{x}) = [f_1(\mathbf{x})]^T, \quad \mathbf{x} \in X$$

Sujeto a las restricciones:

$$g_i(\mathbf{x}, \mathbf{p}) \leq 0, \quad i = 1, 2, \dots, m$$

$$h_i(\mathbf{x}, \mathbf{p}) = 0, \quad i = 1, 2, \dots, s$$

En otro vector objetivo equivalente sin restricciones:

$$\min f^*(\mathbf{x}, \boldsymbol{\eta}) = [f_1(\mathbf{x})]^T + \sum_i \eta_i R_i(g_j(\mathbf{x}, \mathbf{p}), h_j(\mathbf{x}, \mathbf{p}))$$

Cuando se cumplen las restricciones, las funciones de penalización R tienden a cero; sin embargo, cuando no se cumplen los criterios adquieren un valor relativamente grande. Dado que las posibilidades de selección son prácticamente nulas y que el algoritmo no busca el valor mínimo de f^* en el espacio de soluciones, tiene sentido penalizar a los peores individuos. Las penalizaciones R modifican la función de costo inicial $f(\mathbf{x})$, de modo que las regiones en las que no se cumplen las restricciones tienen valores más altos.

2.3.2 Técnicas de optimización

Las estrategias de optimización existen desde los tiempos de Cauchy, Newton, Leibniz y Lagrange. Bernoulli, Euler y Lagrange desarrollaron los fundamentos y conceptos básicos del cálculo de variaciones relacionados con la minimización de funciones objetivo. Con el desarrollo de las computadoras, a finales del siglo XX, permitieron desarrollar nuevos enfoques de optimización. A raíz de estos avances, se generó mucha literatura sobre técnicas de optimización. Los algoritmos de optimización se pueden clasificar en función de diferentes factores; global y locales, estocástica y deterministas, sin restricciones y con restricciones, unidimensional y multidimensional, y lineal y no lineal. El autor prefiere agrupar, como lo realizan muchos otros investigadores, las técnicas de optimización en tradicionales (exacto) y avanzadas (aproximado).

2.3.2.1 Técnicas tradicionales

Muchos problemas de optimización en ingeniería se han resuelto con éxito utilizando algoritmos deterministas o exactos. La programación geométrica, programación dinámica, programación no lineal, método del gradiente reducido generalizado, programación cuadrática, etc. son algunos ejemplos de algoritmos deterministas. Los métodos de optimización tradicionales pueden dividirse en optimización sin derivadas y optimización con derivadas. El método de búsqueda de regiones de confianza o de patrones pertenece al grupo de algoritmos sin derivadas. La optimización basada en la derivada utiliza el gradiente de la función objetivo para determinar la dirección de la búsqueda. Los algoritmos con derivadas se pueden clasificar en dos subcategorías:

a) Algoritmos de optimización de primer orden: Los algoritmos de optimización minimizan o maximizan una función de pérdida (o función objetivo), utilizando valores de gradiente. El gradiente descendente es un algoritmo de optimización de primer orden muy utilizado en machine learning. Las derivadas de primer orden son líneas tangentes a sus superficies de error, suelen ser métodos de cálculo sencillos que ahorran tiempo y convergen rápidamente en grandes conjuntos de datos. Por ejemplo, pertenecen a este grupo el algoritmo hill-climbing, el descenso por gradiente y el método de Newton.

b) Algoritmos de optimización de segundo orden: En estos algoritmos, las funciones objetivo se maximizan o minimizan utilizando una derivada de segundo orden, también conocida como hessiana. El hessiano de una matriz se considera como la derivada parcial de segundo orden de la misma matriz. Las derivadas de segundo orden son superficies cuadráticas en las que se puede tocar la curvatura de la superficie de error. En general, las técnicas de optimización de segundo orden requieren mucho tiempo y memoria.

A pesar del uso generalizado de los métodos de optimización tradicionales, estas técnicas son ineficaces en un amplio espectro de problemas. Una restricción de los métodos de optimización tradicionales es que a menudo requieren información que no siempre está disponible. La primera derivada de la función objetivo es necesaria para técnicas como el método del gradiente conjugado y el método de Newton. Por tanto, estas estrategias no pueden utilizarse si la función objetivo no es diferenciable

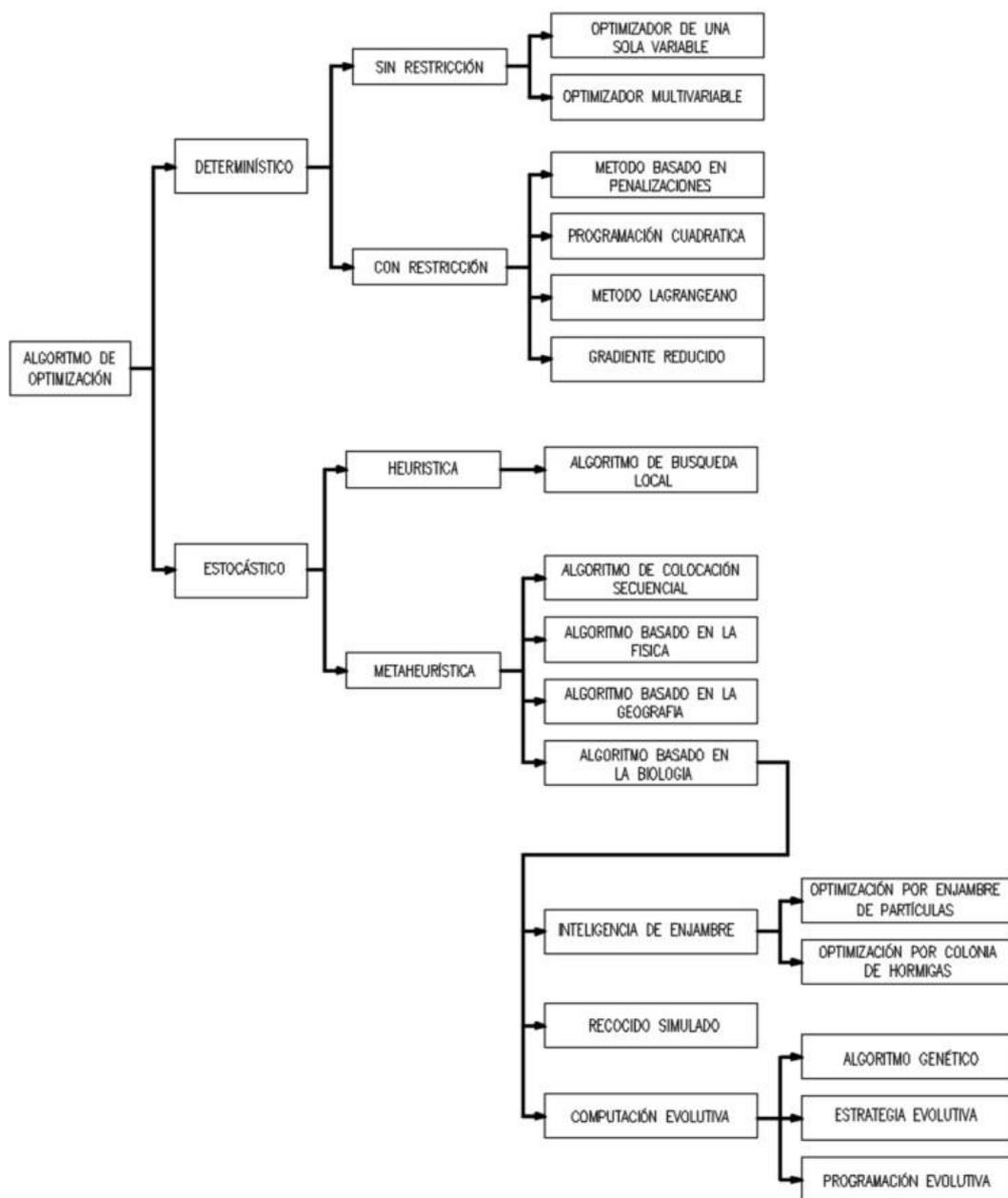
2.3.2.2 Técnicas avanzadas

Consisten en estrategias de inteligencia artificial que suelen imitar procesos naturales. Las técnicas avanzadas o aproximadas emplean algoritmos de optimización basado en probabilidades, estos han demostrado su eficacia y versatilidad en resolver problemas complejos de optimización a gran escala y altamente no lineales en muchos campos de la ingeniería. Disponer de un algoritmo robusto, simple y capaz de encontrar la solución óptima global con una alta probabilidad de éxito es siempre deseable. En la figura 3 se muestra la clasificación de los métodos deterministas y estocásticos. Si bien los métodos deterministas son capaces de garantizar las soluciones óptimas para determinados problemas, los métodos estocásticos pueden trabajar con cualquier tipo de problema de optimización, pero tienen una débil capacidad de garantizar la solución óptima global.

Según Dao et al. (2017), los métodos estocásticos son más sencillos que los deterministas en las aplicaciones de la vida real por las siguientes razones. En primer lugar, los enfoques estocásticos no requieren análisis matemáticos sofisticados. En segundo lugar, los enfoques estocásticos podrían manejar problemas prácticos y a gran escala mejor que los deterministas. Por último, el empleo de las computadoras permite aumentar la probabilidad de encontrar la solución óptima global, ya que se puede generar y evaluar un gran número de soluciones en un tiempo corto.

Figura 3

Clasificación de algoritmos de optimización



Nota. Elaboración propia

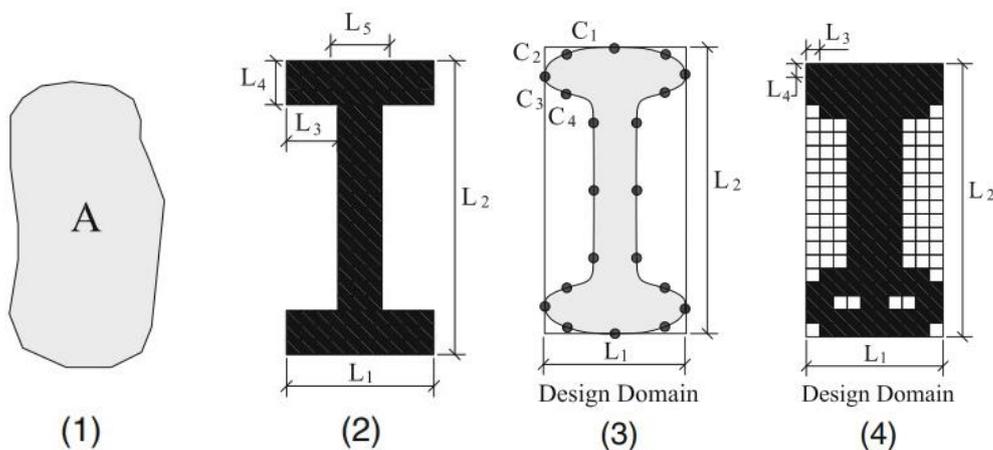
2.3.3 Categorías de optimización en diseño estructural

2.3.3.1 Diseño de secciones

Se trata de un procedimiento de optimización local que modifica los tamaños y formas de las partes constituyentes de una estructura. Encontrar las dimensiones de una geometría predeterminada o averiguar las variables que producen las mejores formas geométricas son dos métodos para abordar el problema (Zavala et al., 2014). Existen cuatro subcategorías distintas, como se muestra en la figura 4.

Figura 4

Optimización de (1) área, (2) tamaño, (3) forma y (4) topológica de sección



Nota. Zavala et al. (2014)

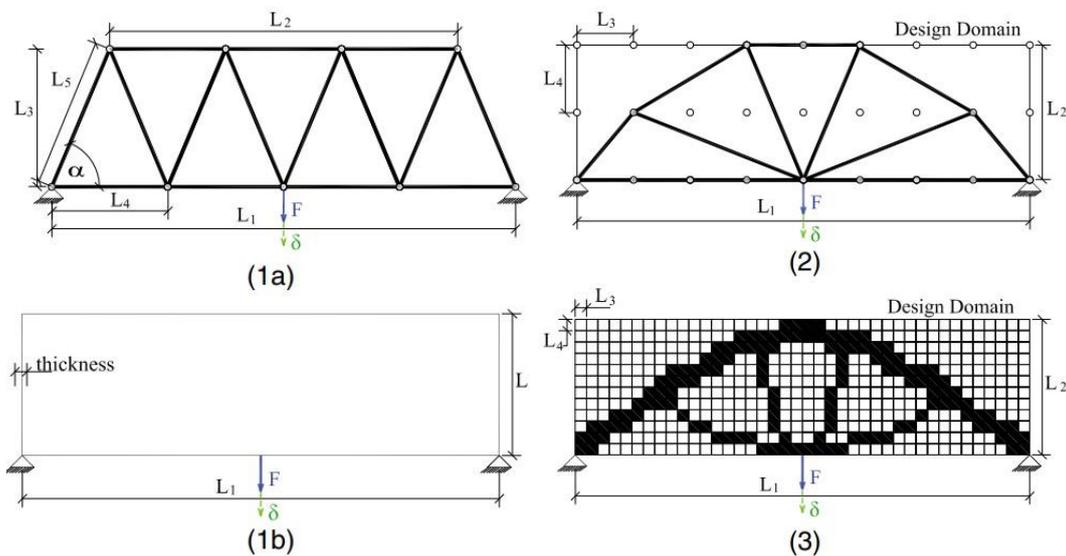
- Optimización de área: Sin tener en cuenta los tamaños y formas de las secciones transversales, las variables de decisión reflejan las áreas de las secciones.
- Optimización de tamaño: La forma está predefinida, como se ve en la figura 4(2), por lo que el problema a resolver se refiere a la determinación de los valores que definen el tamaño de cada componente de la forma.
- Optimización de forma: Al discretizar la forma en líneas o curvas conectadas por nodos, el objetivo es determinar la geometría y las dimensiones de un polígono cerrado inscrito en un marco o arista conocidos (véase la figura 4(3)).
- Optimización topológica de sección transversal: Como se ilustra en la figura 4(4) se discretiza una sección básica conocida en pequeños elementos seccionales triangulares o cuadrados. Eliminar partes y reordenar los componentes conectados a sus vecinos son los fundamentos del proceso de optimización.

2.3.3.2 Diseño topológico

Este enfoque de optimización global pretende definir la topología completa de una estructura (layout). Puede utilizarse tanto para estructuras discretas como continuas y se denomina diseño topológico óptimo (DTO). La optimización determina la distribución ideal de masas en el dominio considerado con el objetivo de lograr la estabilidad de la estructura teniendo en cuenta el número de elementos y las conexiones entre ellos. La forma y/o el tamaño de cada elemento se optimizan durante esta fase, junto con la adición de nuevos elementos o la eliminación de los existentes (Zavala et al., 2014). Como se ve en la figura 5, pueden definirse tres subcategorías.

Figura 5

Topología predefinido (1), optimización de barra (2) y continua (3)



Nota. Zavala et al. (2014)

a) Sin optimización topológica (diseño topológico predefinido): La topología de la estructura la determina el diseñador, esta es fija e invariable a lo largo del proceso de optimización en cuanto a cantidad de elementos, conexiones, restricciones, etc. Esta categoría se toma en consideración porque permite clasificar los problemas de DTO que sólo tienen en cuenta diseño de barras y estructuras continuas, como se muestra en las figuras 5(1a) y 5(1b), respectivamente. El primer tipo de esta subcategoría se muestra en la figura 5(1a), los problemas se componen de estructuras de barras 2D o 3D donde una de las medidas sobresale de las dos (longitud sobre las medidas de la sección transversal), se utiliza una representación lineal del elemento barra que coincide con el centroide de la sección transversal describiendo así un eje longitudinal.

El segundo tipo de problemas incluye las estructuras continuas sin variación de forma, en la que la optimización se limita a garantizar que todos los componentes de la estructura tengan un mismo espesor.

- b) Optimización topológica discreta: La diferencia con la subcategoría anterior es que el diseño de la estructura es desconocido (véase la figura 5(2)). El punto de partida es el dominio de diseño, consiste en una figura alámbrica que puede estar en el dominio 2D o 3D y contiene las condiciones de contorno. El problema está dividido internamente por cuadrículas en las que se conocen las coordenadas de los vértices. El diseño de la estructura estará definido por las uniones necesarias de estos puntos, permitiendo la formación de ejes longitudinales que representarán los elementos barras.

- c) Optimización topológica continua: Aplicable a estructuras en forma de placa o estructuras continuas 2D y 3D, como se ve en la figura 6(3). Las variables de decisión toman valores comprendidos entre los límites del espacio de exploración y las condiciones de contorno, ya que el espesor puede o no ser constante. El dominio de diseño sirve como punto de partida y consiste en una figura o cuerpo básico con medidas periféricas predeterminadas y material sobrante. El dominio de diseño se discretiza en elementos diminutos tanto en 2D como en 3D. El resultado final será una figura diferente en función de la agrupación obtenida con la optimización de la resistencia y distribución del material. Normalmente, esta forma de estructura evoluciona para adoptar formas de barra mediante la conexión de componentes discretos. Cuando un problema se plantea en tres dimensiones, el diseño es espacial y cambia con el tiempo acoplando y desacoplando elementos finitos volumétricos que se conectan a sus vecinos mediante superficies de contacto. Tras la optimización, la estructura debe cumplir los requisitos de estabilidad, tamaño y resistencia.

2.3.4 Optimización de estructuras de concreto armado

La mayoría de las tesis o papers sobre optimización en edificios de pórticos de concreto reforzado se centran en aplicaciones de diseño de vigas simplemente apoyados. Pocos trabajos se concentran en estructuras 3D; la mayoría trabaja en optimización de columnas o pórticos 2D. En la tabla 1 se extraen de la tesis doctoral de Payá (2007) y de la tesis de pregrado de Cusipuma (2015) y González (2020) los trabajos más destacados sobre optimización en los últimos 12 años que tienen relación con esta investigación.

Tabla 1

Estado del arte de optimización de estructuras de concreto armado

Ítem	Autores	Método de optimización	Aplicación en problemas
27	Borda (2010)	Programación Cuadrática Secuencial SQP y de Punto Interior IP	“Diseño óptimo de pórticos de hormigón armado sometidos a cargas estáticas mediante el uso de algoritmos de programación no lineal”
28	Shengli (2011)	Algoritmo genético y gradiente conjugado	“Optimización de elementos de enrejado bidimensional”
29	Zhang You (2017)	Optimización de enrejado según tipo de material	“Optimización de diseño de muro de corte compatible con arquitectura”
30	Gang Li (2010)	Algoritmo genético y criterios de optimalidad	“Optimización de diseño estructural de edificios de hormigón armado en altura”
31	La Torre (2018)	Optimización gráfica por inspección de espacio de diseño	“Optimización de costo de edificaciones educativas”
32	Negrin (2019)	GA y optimización por enjambre de partículas (PSO)	“Estructura tridimensional de pórticos y muros de corte”
33	Johan (2019)	Algoritmo genético en diseño generativo	“Optimización de enrejado según tipo de material”
34	Tafraouta (2019)	Algoritmo evolutivo Multiobjetivo	“Optimización de diseño de muro de corte en entorno BIM”

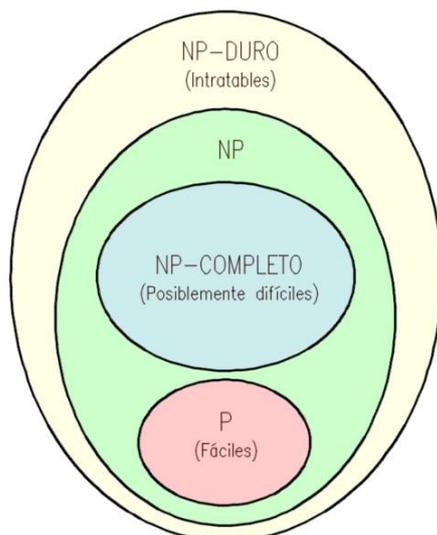
Nota. Elaboración propia

2.4 Complejidad de los problemas de optimización

En nuestra vida cotidiana nos encontramos con problemas que requieren diversas técnicas para resolverlos. Estos problemas pueden ser cuestiones académicas como realizar operaciones algebraicas, resolver ecuaciones, multiplicar matrices, etc. Además, podrían estar relacionados con nuestra labor diaria, como por ejemplo encontrar la sección óptima de un elemento o su ubicación en planta. Muchas de estos problemas son relativamente sencillas como para resolverlas en un tiempo corto, sin embargo muchos otros son demasiado complejos como para resolverlas en un periodo de tiempo razonable. En las ciencias de la computación los problemas tienen diferentes niveles de dificultad, algunos se pueden resolver y otros no (con la capacidad que contamos en la actualidad). Los problemas de optimización se clasifican por su complejidad, en la figura 6 en color rojo se muestra el conjunto P que significa tiempo polinomial. En P se encuentran los problemas que presentan un número de pasos u operaciones que tienes que dar para resolverlas, es decir son problemas en los que podemos encontrar una respuesta un tiempo razonable. NP tiene que ver con el tiempo polinomial no determinista, se llama al conjunto de problemas en los que se puede comprobar en un tiempo razonable si una respuesta al problema es correcta o no

Figura 6

Clases de complejidad computacional



Nota. Elaboración propia

El lector podría pensar que para encontrar la mejor solución a un problema se puede emplear la fuerza bruta, es decir evaluar todas las posibles soluciones. Esto es muy ineficiente y poco práctico porque la cantidad de operaciones a realizar es muy grande en problemas de aplicación real. Para cada problema existen diferentes formas de enumerar las posibles soluciones o dicho de otro modo existe una cantidad de operaciones a realizar para cubrir todo el espacio de soluciones. Por ejemplo en la tabla 2 se muestra numericamente la complejidad de los problemas P y NP si consideramos que ejecutar una operación en una computadora requiere 1×10^{-5} s, se observa que para problemas P es posible en algunos casos evaluar todas las soluciones, sin embargo para problemas NP la cantidad de operaciones crece extremadamente rápido conforme aumenta la cantidad de ejecuciones (llegando a ser muy grande hasta el punto que la cantidad de dígitos no se puede visualizar en una hoja de cálculo de Excel).

Tabla 2

Costo computacional de problemas P y NP

Operaciones (n)	P					NP	
	log(n)	n	nlog(n)	n ²	n ³	2 ⁿ	n!
10	1E-05	0.0001	0.0001	0.001	0.01	0.01	36.29
100	2E-05	0.001	0.002	0.1	10	1.3E+25	9E+152
1000	3E-05	0.01	0.03	10	1E+04	1.1E+296	¡Muy grande!
10000	4E-05	0.1	0.4	1000	1E+07	¡Muy grande!	¡Muy grande!
100000	5E-05	1.0	5	100000	1E+10	¡Muy grande!	¡Muy grande!

Nota. Elaboración propia

En la tesis de Yepes (2002) se alcanzó un espacio de soluciones del orden de 1.26×10^{21} y en el ejemplo numérico de esta investigación para el edificio de tres dimensiones se obtuvo un espacio de soluciones de 4.9×10^{58} . Para tener un orden de magnitud, el programa desarrollado SADAI resuelve la estructura 3D en 175 s, mientras que el universo tiene una edad aproximadamente de $4,3 \times 10^{17}$ s. Por lo tanto, resolver un problema de optimización requeriría un tiempo de cálculo mayor que la edad actual del universo. En consecuencia, no resulta práctico resolver el problema evaluando la función objetivo en todo el espacio de soluciones, por lo que es necesario emplear un método de búsqueda más avanzado.

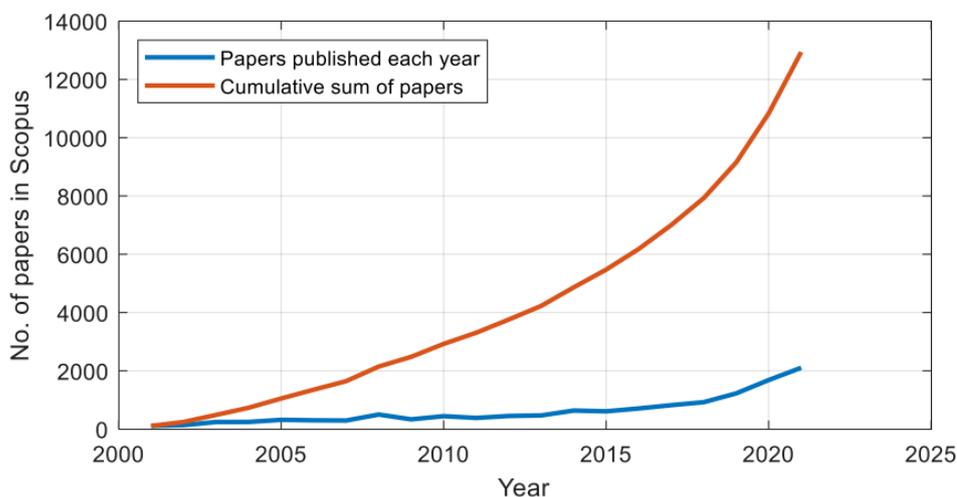
2.5 Inteligencia artificial en ingeniería estructural

La inteligencia artificial (IA) es una rama de las ciencias computacionales, entre otras definiciones encontradas en la literatura, que dota de capacidad a las máquinas para imitar funciones cognitivas humanas asociadas con la mente humana; percibir, razonar, aprender y resolver problemas. La IA es un campo de estudio muy diverso y de gran interés, ya que implica sistemas que intentan realizar actividades y resolver problemas como lo hacen los humanos, así como replicar artificialmente los procesos de pensamiento y la forma en que funciona el cerebro para emitir decisiones.

En los últimos años la IA ha llamado mucho la atención con respecto a sus aplicaciones en varios campos científicos, que van desde el manejo de big data hasta el diagnóstico médico. El uso de la IA ya está presente en nuestra vida diaria con varios usos, como anuncios personalizados, asistentes virtuales, conducción autónoma, aplicaciones en ingeniería civil, etc. Lagaros & Plevris (2022) realizaron una búsqueda de trabajos de IA relaciones con ingeniería civil en la base de datos Scopus y encontraron 14049 resultados para los años 2000 y 2022. En la figura 7 se muestran artículos publicados en Scopus que usan IA en campos relacionados con la ingeniería civil entre los años 2000 y 2022.

Figura 7

Artículos publicados con aplicaciones de IA en ingeniería civil (2000-2022)



Nota. Lagaros & Plevris (2022)

Cucuzza et al. (2022) estudian la optimización del tamaño y la forma de un mástil de radio arriostrado para radiocomunicaciones, utilizando el algoritmo genético y realizando análisis tanto estáticos como dinámicos considerando la acción del viento, el hielo y las cargas sísmicas.

Guo et al. (2022), proponen el uso de AG, análisis de correlación y dos métodos de diseño paramétrico (método de generación de planos de planta y método de selección de componentes) para optimizar el rendimiento de construcción de edificios prefabricados.

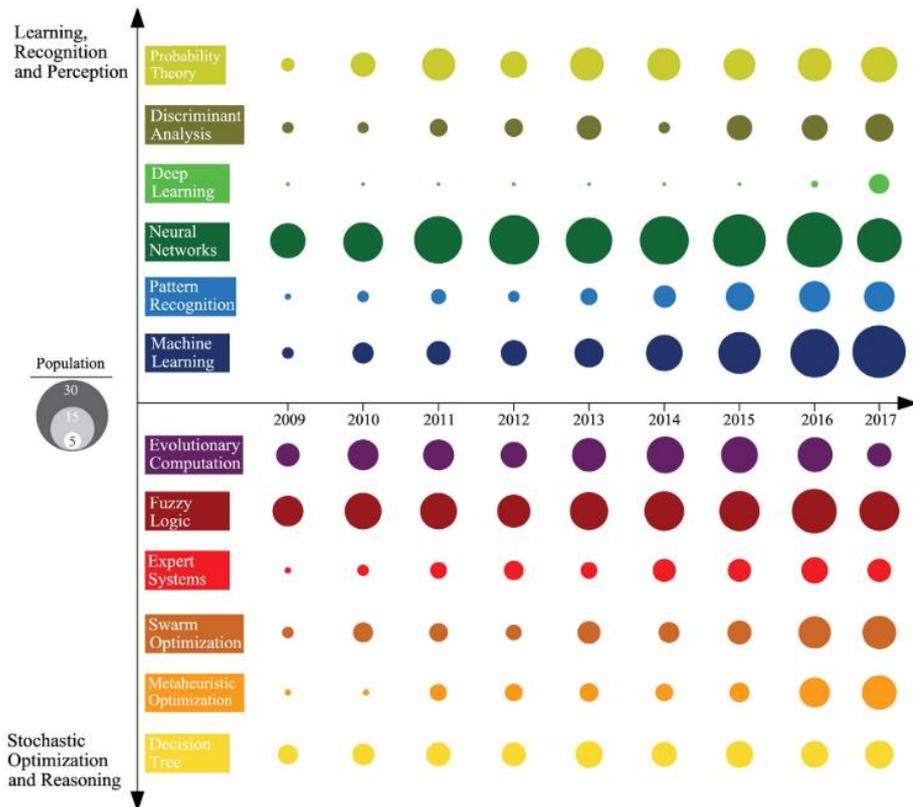
Bao et al. (2021) investigan el problema de la toma de decisiones en la priorización del mantenimiento de pavimentos considerando tanto la calidad como el costo. Consideran un modelo de optimización lineal que maximiza la calidad del mantenimiento con costos de mantenimiento limitados y un objetivo múltiple modelo de optimización que maximiza la calidad del mantenimiento y minimiza los costos de mantenimiento. Estos modelos se emplean en la toma de decisiones para el mantenimiento real del pavimento usando programación cuadrática secuencial y GA.

La IA es una herramienta muy potente para abordar problemas tan complicados y tiene ventajas sobre los enfoques tradicionales a la hora de enfrentarse a situaciones que incluyen incertidumbres. Cuando se pretende realizar múltiples pruebas con un costo computacional muy alto y no sea una opción factible dejar al ingeniero la evaluación y posterior toma de decisiones, las soluciones basadas en IA son un respaldo eficaz para averiguar los parámetros de diseño de ingeniería. Está comprobado que emplear la IA permite tomar decisiones informadas, reduce la tasa de errores, acelera la búsqueda soluciones optimas y ahorra considerablemente el tiempo de análisis.

Las ramas de la IA como: el aprendizaje automático, el reconocimiento de patrones, las redes neuronales artificiales, la lógica difusa, la computación evolutiva, el aprendizaje profundo, los sistemas expertos, la teoría de la probabilidad, el análisis discriminante, la optimización de enjambres, la optimización metaheurística y los árboles de decisión se han utilizado en la ingeniería estructural (Salehi & Burgueño, 2018). El número de artículos científicos que muestran el uso de estos métodos de IA en ingeniería estructural durante la última década se presenta en la figura 8. Como puede verse, el uso de la mayoría de los métodos ha aumentado durante la última década. Sin embargo, el número de estudios que presentan técnicas como la computación evolutiva, la lógica difusa y los sistemas expertos no han tenido un cambio notable.

Figura 8

Publicaciones sobre ramas de IA en ingeniería estructural



Nota. Salehi & Burgueño (2018)

2.5.1 Computación evolutiva

La selección natural y la genética se utilizan en la computación evolutiva (CE), un paradigma de programación que imita los procesos de selección natural del organismo más apto de una población para cumplir los requisitos del entorno. La CE se inspira en los procesos evolutivos darwinianos. Los campos de la biología y la optimización metaheurística son potentes instrumentos para resolver desafiantes problemas de búsqueda combinatoria y optimización en prácticamente todos los campos del conocimiento.

A mediados de la década de 1960 se comenzó a diferenciar cuatro metaheurísticas bioinspiradas: Algoritmos evolutivos, cúmulos de partículas, sistemas inmunes artificiales y colonias de hormigas.

Basados en la teoría de Charles Darwin de la supervivencia del más apto, los algoritmos evolutivos (AE) son estrategias de búsqueda estocástica. Estructuras replicantes (individuos), una función de aptitud (fitness), un mecanismo de selección y operadores que mejoran los individuos (cruce y mutación) son los requisitos mínimos para la existencia de un AE. Inicializa con una población de soluciones producidas aleatoriamente, el fitness se calcula para cada solución y suele estar relacionado con la función objetivo que deseamos optimizar (aunque suele normalizarse). Se elige un conjunto de progenitores mediante un operador genético con una probabilidad determinada, los individuos recién formados se denominan descendientes y pueden o no presentar una pequeña alteración (mutación). Estos nuevos individuos forman una nueva población que sustituirá total o parcialmente a la antigua.

Dentro de los algoritmos evolutivos se tiene tres corrientes de investigación denominados programación evolutiva, estrategias de evolución y algoritmos genéticos.

2.5.1.1 Programación evolutiva

En los años 60, Lawrence J. Fogel creó el concepto de programación evolutiva. En aquella época, la construcción de redes neuronales simples era el principal objetivo de la inteligencia artificial. Según Fogel, la inteligencia debe definirse como la capacidad de adaptarse a diversas situaciones para alcanzar determinados objetivos. La conducta inteligente es la capacidad de anticiparse al entorno y luego transformar esa anticipación en una reacción adecuada a los resultados deseados.

A nivel de especie, la programación evolutiva imita la evolución natural. Esta metaheurística sólo considera la mutación porque las especies diferentes no pueden aparearse. Este tipo de algoritmo se emplea con frecuencia en problemas de predicción, generalización, juegos y control automatizado porque no tiene restricciones en el uso de tipos de datos en sus características y porque tiene una estructura de programa establecida que permite que los parámetros numéricos cambien (Coello, 2005).

2.5.1.2 Estrategias evolutivas

El alemán Ingo Rechenberg introdujo inicialmente la estrategia evolutiva, conocida como (1+1)-ES, en 1964 mientras trabajaba en estudios de aerotecnología con P. Bienert y H.P. Schwefel. El objetivo era crear un robot que pudiera imitar las pruebas realizadas con cuerpos delgados y flexibles en un túnel de viento para reducir la resistencia aerodinámica. El plan inicial de utilizar el robot como modelo de prueba para determinar el diseño ideal de una placa de unión fracasó.

El método desarrollado posteriormente por Rechenberg, que tuvo éxito, consistía en utilizar una población con un padre y un descendiente por generación, con mutaciones en el padre elegidas al azar. Al utilizar un dado para la selección, las mutaciones adquirirían una naturaleza discreta y una distribución de probabilidad binomial. Producto de esta capacidad de auto adaptación y a la representación de soluciones mediante vectores en números reales, las estrategias evolutivas son eficientes para problemas de optimización numérica como enrutamiento y redes, bioquímica, óptica e ingenierías (Coello, 2005).

2.5.1.3 Algoritmo genético

John Holland señalaba que la característica esencial de un sistema adaptable es el uso adecuado de los conceptos de competencia e innovación para reaccionar ante los acontecimientos previstos y las circunstancias cambiantes. La selección natural y la generación continua de descendientes son conceptos que algunos modelos sencillos de evolución biológica presentan. Originalmente, el algoritmo genético requería que las variables se almacenaran en binario, ya que se trata de un alfabeto global.

Los AE más populares son los algoritmos genéticos (AG), sobre todo para cuestiones de aprendizaje automático, reconocimiento de patrones y optimización. Los AG incluye naturalmente operandos de mutación y cruce, siendo el cruce sexual el operador principal (Coello, 2005).

2.6 Optimización mediante algoritmo genético

2.6.1 Origen

John Holland realizó las primeras investigaciones sobre algoritmos genéticos a principios de los años sesenta. Holland estaba interesado en comprender los fundamentos de los sistemas adaptativos o aquellos que pueden ajustarse a sí mismos en respuesta a cambios en su entorno. Los estudiantes que realizaban sus tesis doctorales con Holland tomaron prestados algunos de sus conceptos. Las aplicaciones incluían elementos genéticos, es decir, los objetos en evolución estaban representados por sus genomas y los mecanismos de reproducción y transferencia de información eran abstracciones de operadores genéticos (mutación y apareamiento). Todo este trabajo se llevó a cabo mientras Holland articulaba la información para emprender un análisis teórico de lo que denominó inicialmente planes reproductivos, que en esencia es la primera versión del algoritmo genético.

La selección natural, que regula la evolución biológica, es la base de los algoritmos genéticos. Una población de individuos es modificada sistemáticamente por los AG, en cada etapa el algoritmo elige a algunos de la población para que se conviertan en padres y produzcan los hijos o descendientes que formarán la generación siguiente. La población evoluciona en la dirección de encontrar la respuesta óptima a través de iteraciones.

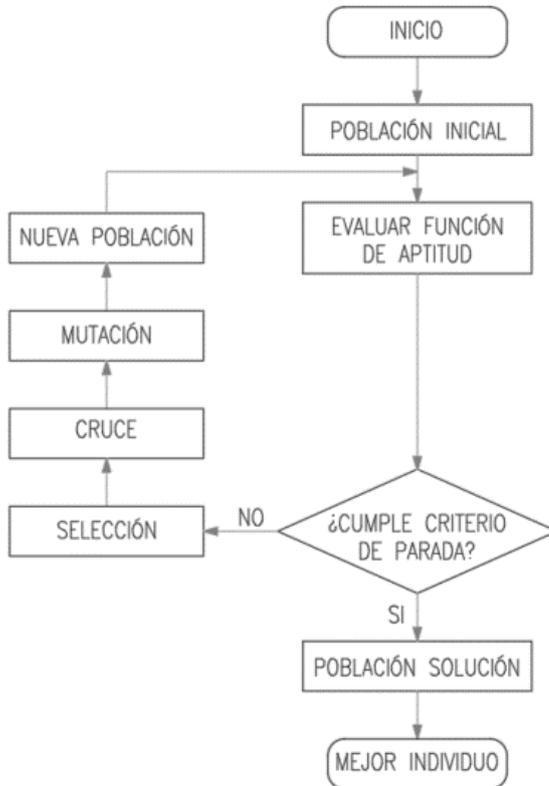
El algoritmo genético es un algoritmo de búsqueda basado en la selección natural y la supervivencia del más apto. La razón de la popularidad actual de este tipo de algoritmos es que son robustos y consiguen el equilibrio adecuado entre eficacia y eficiencia en una gran variedad de problemas de la vida real. Su empleo es la última línea de ataque frente a problemas complejos de optimización en ingeniería u otras disciplinas, donde los métodos tradicionales no se pueden emplear.

2.6.2 Estructura de un algoritmo genético simple

El algoritmo inicia creando una población inicial de individuos, normalmente de modo aleatorio, pero con la opción de utilizar enfoques deterministas. A continuación, cada individuo de la población recibe una puntuación de aptitud basada en la evaluación de la función objetivo y en el cumplimiento de las restricciones del problema. Posteriormente, los miembros de esta población se eligen de acuerdo con criterios predeterminados y se combinan mediante el operador de cruce. Finalmente se evita que la evolución se estanque prematuramente, para esto se utiliza el operador de mutación que introduce nuevos rasgos en los individuos y genera una nueva población. El elitismo en la selección es uno de los operadores genéticos que pueden utilizarse para garantizar que un porcentaje determinado de individuos transmita sus genes a la generación siguiente. El algoritmo se repite hasta que se cumple el criterio de parada. El algoritmo genético simple (AGS), que se representa en la figura 9, es el nombre que se da en la literatura al enfoque básico sin el operador de elitismo.

Figura 9

Diagrama de flujo de un algoritmo genético simple



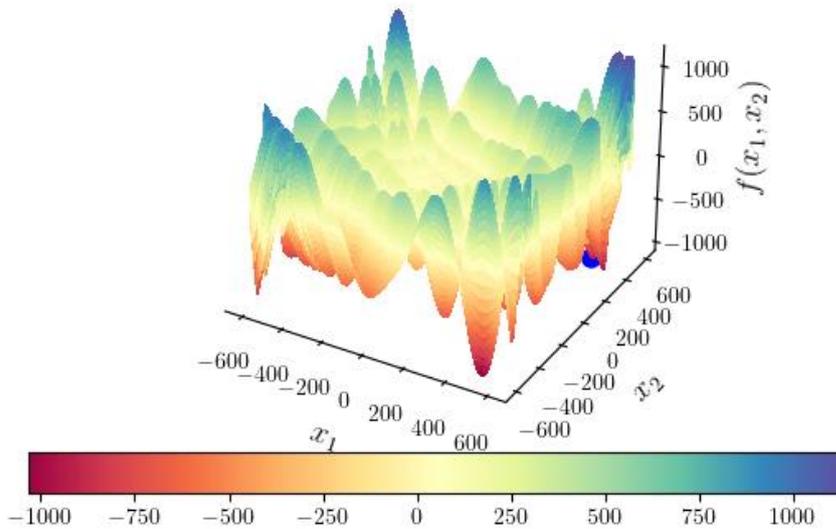
Nota. Elaboración propia

Dicho de otro modo, el funcionamiento del AGS se ejemplificará mediante una serie de figuras cuyo objetivo es visualizar y comprender la ejecución del algoritmo genético tradicional para un problema de optimización de un solo objetivo sin restricciones de variable continua. Se emplea la ecuación (1) como función objetivo a minimizar, se trata de la función egg holder, en matemáticas aplicadas se utiliza como función de prueba para evaluar la tasa de convergencia, precisión, robustez y rendimiento general de los algoritmos de optimización. La función objetivo no presenta restricciones y los parámetros están implícitos en la ecuación, la cantidad de variables de decisión son dos (espacio de solución de 2 dimensiones) y su dominio comprende desde -600 a 600. En la figura 10 se indica en un círculo relleno de color azul la ubicación del mínimo global $f(x_1, x_2)$ en $f(512.4, 404.2319) = -959.6407$.

$$\min f(x_1, x_2) = -(x_2 + 47) \sin \sqrt{\left| \frac{x_1}{2} + (x_2 + 47) \right|} - x_1 \sin \sqrt{|x_1 - (x_2 + 47)|} \quad (1)$$

Figura 10

Función Egg Holder a minimizar



Nota. Elaboración propia

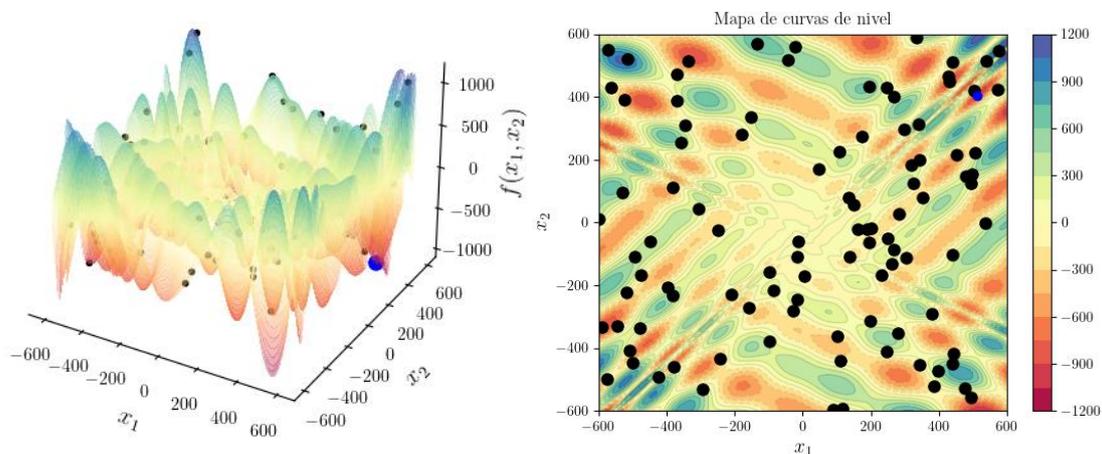
La superficie que se observa representa un modelo en particular a optimizar. El problema contiene dos variables de decisión, es decir valores que pueden cambiar, en computación evolutiva se llama a las variables como genes. A medida que cambiamos el gen x_1 el estado del modelo mejora o empeora (dependiendo del problema de optimización). Pero por cada valor de x_1 , también podemos variar el gen x_2 , dando como resultado mejores o peores combinaciones de x_1 y x_2 . La forma física de la superficie se interpreta como la altura del paisaje que genera la función a optimizar donde interesa encontrar la cota más baja o el óptimo global.

Desde luego, los problemas del mundo real no solo presentan 2 genes, sino muchos genes. Un modelo con 10 genes sería un volumen de fitness de 10 dimensiones deformado en 11 dimensiones en lugar de un plano de fitness bidimensional deformado en 3 dimensiones. Como esto es imposible de visualizar, se presenta la función egg holder a modo de visualización de una función altamente modal con muchos picos y valles para que el lector pueda darse una idea de las dimensiones que tienen un problema de optimización en ingeniería estructural donde la cantidad de variables de decisión pueden superar la centena.

Cuando comienza la búsqueda, el AG no tiene idea de la forma real de la superficie de fitness. De hecho, si supiéramos la forma, no necesitaríamos emplear el algoritmo. Entonces, el paso inicial es poblar el paisaje (espacio de soluciones) con una colección aleatoria de individuos (cromosomas). Un individuo no es más que un valor específico para todos y cada uno de los genes. En la función objetivo, un individuo \mathbf{x} tiene 2 genes, a su vez los genes contienen valores (alelo) de $x_1 = -200$ y $x_2 = 450$. Se evalúa la aptitud para todos y cada uno los individuos aleatorios, dándonos la distribución de población indicado en los puntos de color negro de la figura 11.

Figura 11

Población inicial y exploración del espacio de soluciones factibles



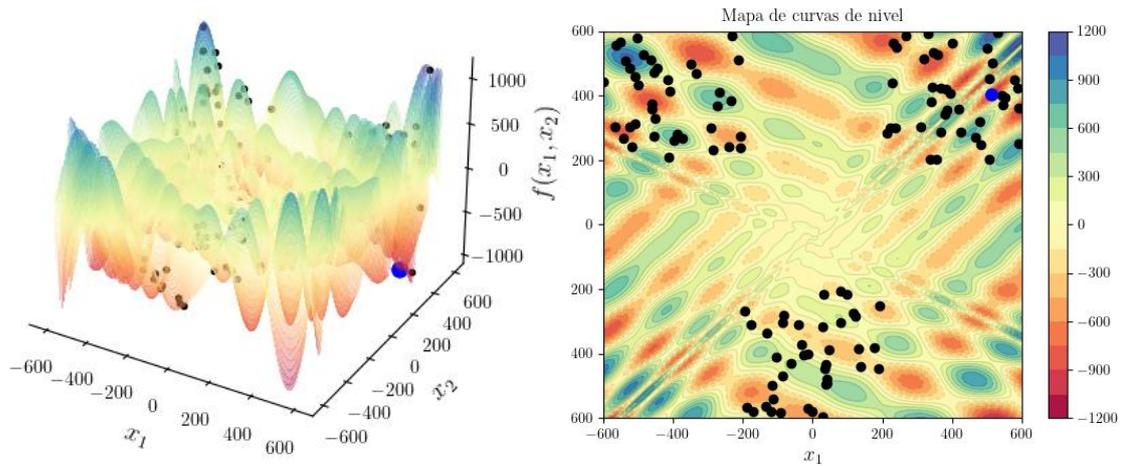
Nota. Elaboración propia

Una vez que sabemos qué tan apto es cada individuo, es decir, la elevación de los puntos negros, podemos hacer una jerarquía desde el más apto hasta el peor. La idea es buscar un valle en el paisaje. Por lo tanto, podemos eliminar los individuos que presenta cotas de peor rendimiento y centrarnos en aquellos ubicados cerca al valle.

El AG a través de sus operadores genéticos selecciona a los individuos más aptos, luego cruzar la información genética de los padres y crear su descendencia (hijos), estos nuevos individuos de forma aleatoria pasan por un proceso de mutación, dando lugar a la nueva generación ubicada en una posición intermedia del espacio de soluciones factibles, explorando así nuevas soluciones. En la figura 12 se observa que los individuos se concentran en tres probables ubicaciones de un mínimo local.

Figura 12

Operadores de selección, cruce y mutación

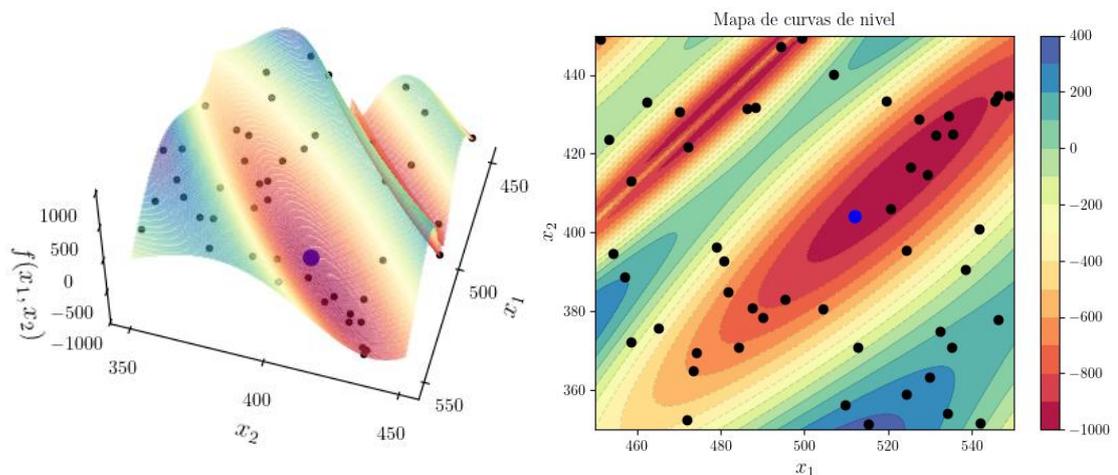


Nota. Elaboración propia

Todo lo que tenemos que hacer es repetir los operadores genéticos (eliminando los individuos de peor rendimiento y cruzar los genes del más adaptado) hasta que hayamos alcanzado un mínimo local o en el mejor de los casos el mínimo global de la función objetivo. En la figura 13 se observa la convergencia de la función Egg Holder ejecutado en la generación k-ésima del AGS. Para comprender y programar todo el proceso del algoritmo genético simple, requiere cinco partes entrelazadas básicos, las cuales se resumen en los siguientes ítems.

Figura 13

Convergencia del algoritmo genético simple



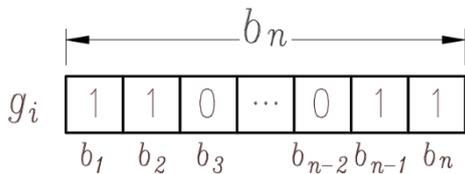
Nota. Elaboración propia

2.6.2.1 Representación del individuo

En el modelo de Goldberg (1989) se utilizó la estructura de un individuo formada por cadenas de dígitos binarios $b_n \in \{0, 1\}$ de una longitud fija n que codificaban todas las variables de decisión del problema, es lo que se conoce como algoritmo genético clásico o canónico. La idea de genotipo se observa claramente en la cadena binarias g_i que codifica una solución particular o fenotipo x_i . Aunque la representación binaria en $\{0, 1\}$ no es la única opción para la codificación de fenotipo a genotipo, es la que más se asemeja a los cromosomas biológicos. La figura 14 representa un individuo representado computacionalmente como un vector fila o estructura canónico de Holland.

Figura 14

Representación de un individuo en cadena binaria de longitud n



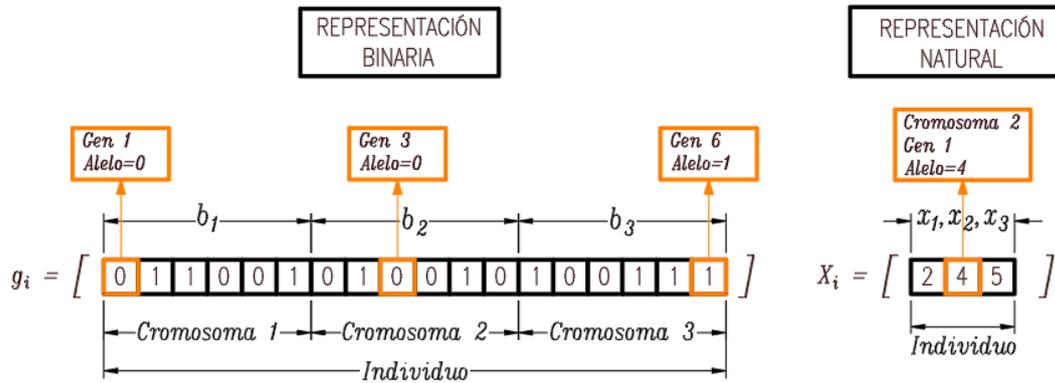
Nota. Elaboración propia

Se denomina cromosoma o individuo a la cadena binaria (g_i). Cada posición del vector se denomina gen y al valor de su índice (puede oscilar entre 0 y 1) se le llama alelo.

El fenotipo de un cromosoma también se representa en variable natural como un vector $x_i = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$, cada componente representa un punto en el espacio de búsqueda $x_i \in R^n$. En la figura 15 se observa la representación de un individuo en binario y natural usado tradicionalmente en los problemas de optimización.

Figura 15

Terminología y ejemplos de representación de soluciones en AG



Nota. Elaboración propia

2.6.2.2 Inicialización de la población

El procedimiento inicia generando aleatoriamente una población de individuos con un tamaño fijo; sin embargo, para cuestiones más complejas, podrían utilizarse métodos deterministas. Según Cusipuma (2015), la generación aleatoria es el método más efectivo para obtener los individuos que conforman la iteración inicial. Al hacer esto, se mejorará la exploración porque la población inicial estará distribuida uniformemente en el espacio de soluciones. Sin embargo, la calidad media de las respuestas producidas de esta manera será baja, por lo que serán necesarios más iteraciones o generaciones para mejorarlas.

2.6.2.3 Evaluación de la aptitud de un individuo

La conexión entre el algoritmo y el problema de optimización es la función de aptitud (F) de un miembro de la población. Se describe como el resultado de aplicar los valores de las variables de diseño en la ecuación (2).

$$F = C - f_1(x_1, x_2, x_n, p_1, p_2, p_z) \quad (2)$$

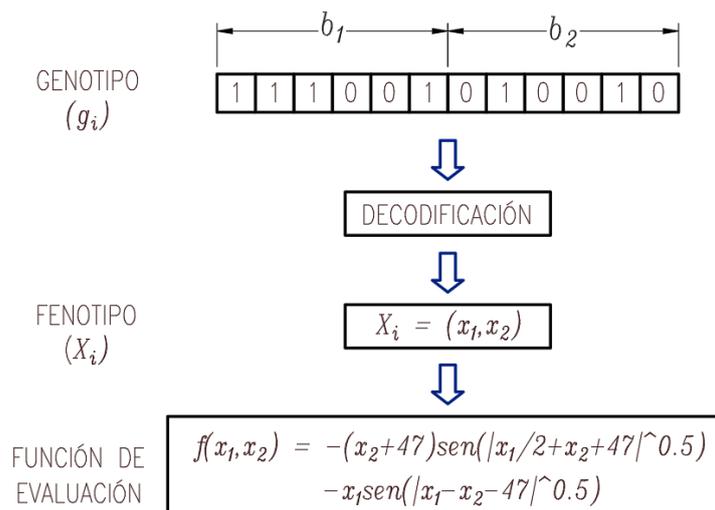
Donde f_1 es la función objetivo o de evaluación y C es una constante suficientemente grande para evitar la aparición de valores de fitness negativos. En algunos problemas donde el dominio de las variables de decisión es positivo se puede prescindir de la constante C , es decir el fitness es igual a la evaluación de los individuos en la función objetivo.

El valor numérico de cada individuo (fenotipo) representa lo bastante bueno que está en comparación con los demás miembros de la población (G_j). La complejidad de la función de fitness no está limitada; puede ser tan simple como la función Egg Holder o tan compleja como para requerir la ejecución de múltiples módulos de programación con el fin de evaluar los valores de las variables de decisión en un caso particular.

Es importante decodificar un genotipo (g_i) a su fenotipo ($g_i \rightarrow x_i$) para aplicar la función de evaluación $f(x_i)$ en un problema de un solo objetivo con el fin de evaluar el desempeño de un individuo de la población de cromosomas (G_j) correspondiente a la generación (k). La conversión de la variable binaria a un valor real y la posterior evaluación en la función objetivo se representa en la figura 16.

Figura 16

Decodificación de genotipo a fenotipo

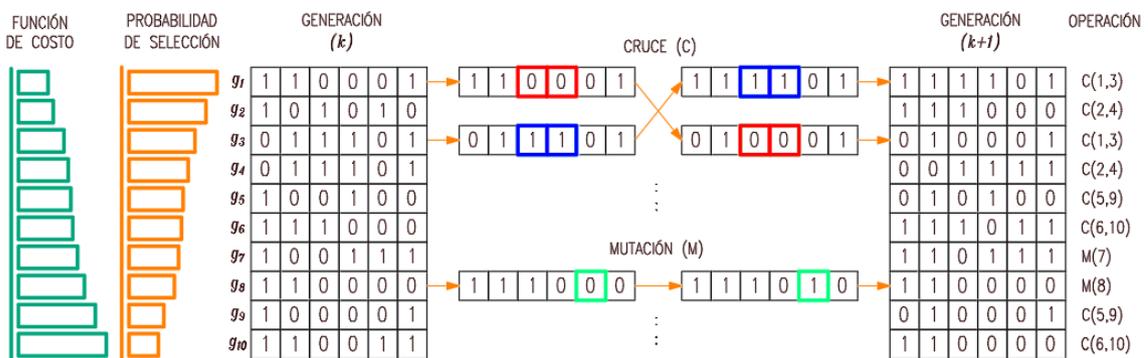


Nota. Elaboración propia

2.6.2.4 Operadores genéticos

En cada iteración (k) se ejecuta unas determinadas operaciones con los individuos de la población, para el caso del algoritmo genético simple (ver figura 17) los operadores más comunes son: la selección, el cruce y la mutación. Las modificaciones de estos operadores permiten obtener soluciones con mejores funciones de aptitud en un menor tiempo de cómputo.

Figura 17
Representación de los operadores genéticos



Nota. Elaboración propia

a) Estrategias de selección

La aptitud de un individuo (x_i) o biológicamente de un cromosoma (g_i) se almacena en el vector de fitness para elegir a los individuos que se reproducirán después de que se haya establecido una población inicial de j individuos (G_j). Esta selección se basa normalmente en la aptitud de cada cromosoma que en ese momento concreto implica una probabilidad de selección en relación con los demás individuos de la población. El proceso de selección es probabilístico, ya que implica un sorteo en base a una probabilidad dada. Según (Ponce et al., 2014), los métodos de selección empleados en los AG pueden dividirse en selección por proporcionalidad o enfoque de ruleta y selección por torneo.

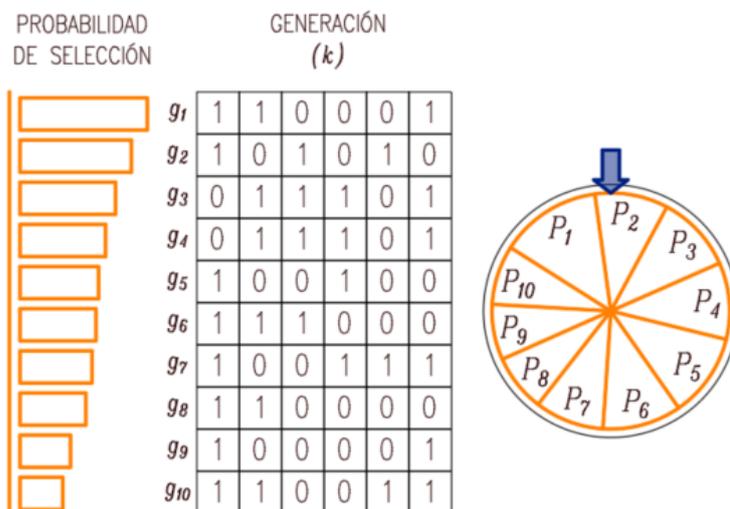
El método de la rueda de la ruleta según Cusipuma (2015) considera que la probabilidad de selección P_i , para el individuo i está dada por la ecuación (3). Donde F_i es la aptitud del individuo i -ésimo y j es el tamaño de la población.

$$P_i = \frac{F_i}{\sum_{s=1}^j F_j} \quad (3)$$

El método se representa gráficamente mediante una ruleta con j regiones, cada una de las cuales es proporcional a la aptitud de cada miembro de la población. El individuo elegido para reproducirse se identificará deteniéndose en el lugar designado de la ruleta después de que ésta haya girado j veces (véase la figura 18). En consecuencia, los de mayor aptitud relativa tendrán más probabilidades de ser elegidos más de una vez. Recuerde que se trata de una probabilidad y no de una proporción determinista, por lo que es probable que se elija la mayoría de las veces a los individuos más aptos.

Figura 18

Método de selección por rueda de la ruleta



Nota. Elaboración propia

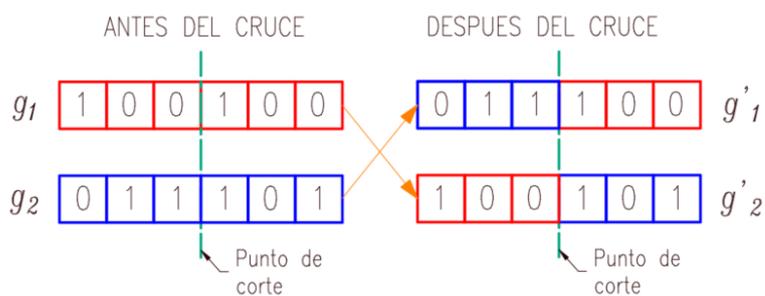
El método de la ruleta presenta la desventaja de seleccionar reiteradas veces al individuo de mayor probabilidad, generando una convergencia prematura, además es poco probable que el individuo menos adaptado sea seleccionado (característica extintiva). El método del torneo resuelve las limitaciones del método de la rueda de la ruleta, se caracteriza por ser simple y determinista, consiste en escoger al azar los individuos mediante un sorteo y comparar los fitness directamente, es decir que el valor de la probabilidad se mantiene fija durante el proceso evolutivo.

b) Cruce

El operador de cruce es considerado el más importante, tiene influencia directa en la transmisión de la información genética de progenitores a hijos. En el contexto de la reproducción del AG, significa que dos individuos elegidos en función de su aptitud pasan a formar parte de la generación siguiente, o al menos una parte de su composición genética. El cruce es probabilístico, se le asigna una probabilidad para ser ejecutado. Existen diversas maneras de cruzamiento, depende del tipo de problema y de la representación utilizada del individuo. Con la esperanza de que estos nuevos individuos adquieran rasgos deseables de sus progenitores, las figura 19 y 20 demuestran cómo los genes de un individuo se fragmentan y recombinan para crear nuevos individuos.

Figura 19

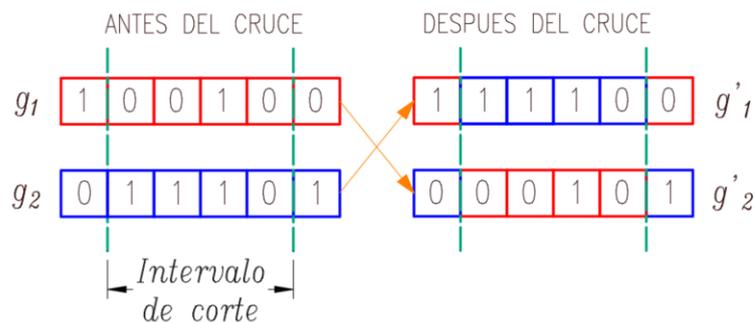
Operador de cruce de un punto



Nota. Elaboración propia

Figura 20

Operador de cruce de dos puntos



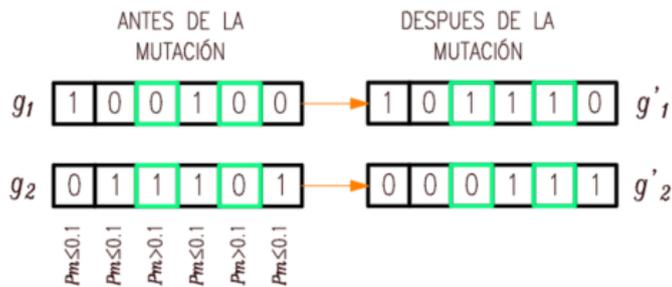
Nota. Elaboración propia

c) Mutación

Un error relativamente inusual en la copia de material genético se conoce en biología como mutación. En la mayoría de los seres vivos, las mutaciones son fatales, pero en general aumentan la variedad de las especies. En el AG de codificación binaria, se trata de una fluctuación del alelo entre 0 a 1 que tiene una probabilidad muy baja de producirse. Cada gen de la cadena se inspecciona una vez establecida la probabilidad de mutación ($P_m = 10\%$); si un número generado aleatoriamente supera la probabilidad, el bit se alterará (de 0 a 1 o viceversa), de lo contrario se dejará como está. El propósito del operador de mutación es producir nuevos individuos que investiguen áreas posiblemente inexploradas del dominio de la cuestión. Se buscan aleatoriamente nuevas soluciones que puedan ser mejores que las ya descubiertas. En la figura 21 y 22 se visualiza la mutación representada en cadena para uno y dos genes, para problemas de optimización con representación natural se suele intercambiar los alelos por una lista de valores discretos de la variable de decisión.

Figura 21

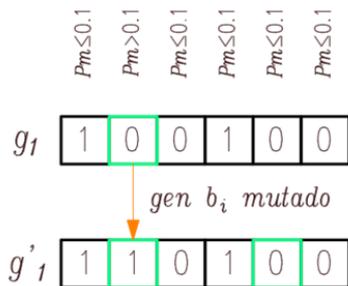
Operador mutación en dos genes en simultaneo



Nota. Elaboración propia

Figura 22

Operador mutación en un gen



Nota. Elaboración propia

Mediante operadores genéticos e iteraciones el algoritmo hace evolucionar a los individuos, cuando se cumple la condición de finalización el algoritmo debe terminar. Se considerará que la solución del algoritmo genético es el individuo con la mayor aptitud x_{best} encontrada hasta ese momento o generación. La condición de parada suele ser un número máximo de generaciones k_{max} o que la población (G_j) supere una prueba de convergencia.

2.6.3 Evolución de la estructura del algoritmo genético

En general, un AG consta de cinco componentes principales: codificación del cromosoma, cruce, mutación, evaluación y selección. Desde su introducción en 1975, se han producido avances significativos en los cinco componentes de los AG: (1) codificación cromosómica, por ejemplo, codificación binaria, codificación real, codificación híbrida, codificación de cromosoma de longitud variable, codificación cromosómica multidimensional, etc.; (2) cruce, por ejemplo, cruce mono punto, cruce multipunto, cruce heurístico, cruce híbrido, etc.; (3) mutación, por ejemplo, mutación dirigida adaptativa, mutación de potencia, etc.; (4) evaluación, por ejemplo, evaluación de objetivo único, evaluación multiobjetivo, etc.; (5) selección, por ejemplo, selección de torneo, selección de ruleta, selección de clasificación dinámica, etc. De hecho, los componentes tienen un cierto impacto en la eficiencia y la eficacia del AG. Para cada componente hay varias opciones, la elección del tipo más adecuado depende normalmente de las características del problema a resolver (Dao et al., 2017).

Otro factor que afecta a la eficiencia y eficacia de los AG es la estructura del algoritmo en la que se coordinan sus componentes. Existen muchos intentos de aumentar la robustez de los AG mediante la mejora de la estructura tradicional, en la que una serie de técnicas de búsqueda local, como el recocido simulado, la búsqueda tabú, la optimización de colonias de hormigas, etc., se integraron en los AG tradicionales para crear nuevos algoritmos denominados AG híbridos. En función de la estructura del AG en el que se integra la técnica de búsqueda local, los AG híbridos pueden clasificarse generalmente en dos tipos. En el primer tipo, la técnica de búsqueda local se integra fuera del bucle del AG. En el segundo tipo de AG híbrido, la técnica de búsqueda local se integra dentro del bucle del AG. Se sabe que la exploración, una capacidad para explorar ampliamente el espacio de búsqueda, y la explotación, una capacidad para buscar en profundidad algunas regiones prometedoras del espacio de búsqueda, son dos características importantes de cualquier AG.

Además de integrar técnicas de búsqueda local en la estructura tradicional de los AG, para mejorar la robustez de los AG se puede utilizar un procedimiento básico de arranque múltiple, que consiste simplemente en ejecutar el AG tradicional varias veces y luego elegir la mejor solución encontrada en todas las ejecuciones. El procedimiento básico de arranque múltiple es muy sencillo. Sin embargo, este procedimiento no es muy eficiente, especialmente cuando se resuelven problemas de optimización a gran escala. Dao et al. (2015) en su artículo ha propuesto un AG de reinicio adaptativo en el que se han tenido en cuenta tanto el procedimiento de reinicio múltiple avanzado como el empleo de los cromosomas de élite para el traspaso del mejor individuo a las siguientes generaciones. Los resultados de las pruebas mostraron que la capacidad del AG de reinicio adaptativo para buscar la solución óptima global es muy prometedora. Sin embargo, falta un enfoque sistemático para ajustar el conjunto de parámetros del AG de reinicio adaptativo, que tiene un efecto crítico en el rendimiento del AG. Este conjunto de parámetros incluye el tamaño de la población, la tasa de cruce, la tasa de mutación, la condición de reinicio adaptativo y la cantidad de cromosomas de élite. Además, aunque la exploración del AG de reinicio adaptativo es muy buena porque normalmente reinicia el proceso de búsqueda varias veces, su explotación es limitada.

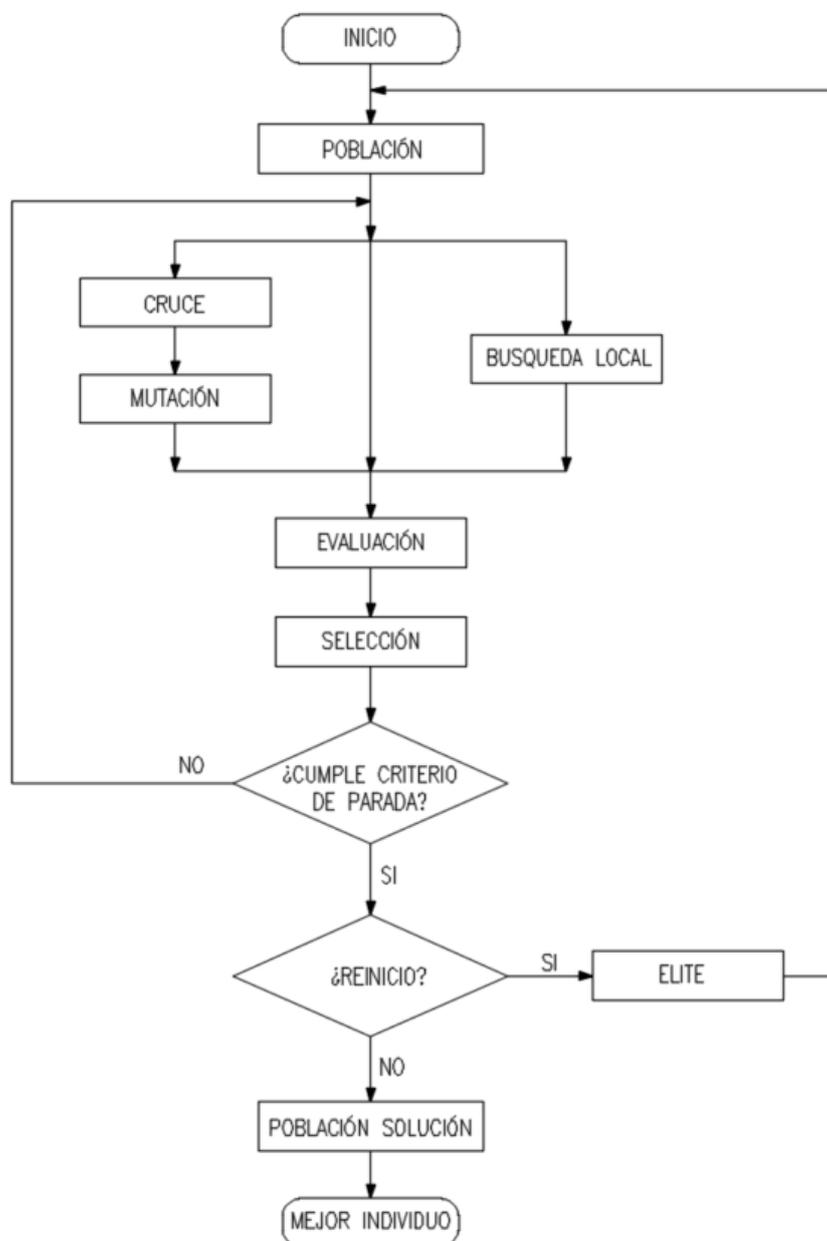
Para superar las limitaciones descritas anteriormente, Dao et al. (2017) propone tres innovaciones que lo diferencian de los AG existentes en la literatura. En primer lugar, el AG es capaz de reiniciar su proceso de búsqueda, basándose en condiciones adaptativas, para salir de los óptimos locales, si se encuentra atrapado, para aumentar la probabilidad de encontrar la solución óptima global. Este mecanismo de reinicio puede mejorar la exploración del AG. En segundo lugar, el AG cuenta con un módulo de generación de soluciones locales integrado en el bucle del AG para mejorar su explotación. Por último, el AG es capaz de encontrar la solución óptima global con una probabilidad de éxito muy alta, gracias a un equilibrio entre la exploración y la explotación; este equilibrio se consigue mediante el conjunto de parámetros ajustados por el enfoque de diseño experimental de Taguchi. Las tres innovaciones anteriores son adaptadas a la optimización de pórticos de concreto armado en esta tesis.

2.6.4 Estructura de un algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo

El diagrama de flujo de la estructura general del AG híbrido con reinicio adaptativo se muestra en la figura 23. Con esta estructura, el AG es capaz de reiniciar el proceso de búsqueda, si se encuentra atrapado en óptimos locales, basándose en una condición adaptativa de un número máximo de generaciones consecutivas, dentro del cual no se mejora el valor de fitness de la mejor solución obtenida hasta el momento.

Figura 23

Diagrama de flujo de algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo



Nota. Elaboración propia

Además de los componentes tradicionales como cruce, mutación, evaluación y selección, la estructura del AG tiene otro componente llamado búsqueda local, su funcionamiento se basa en las siguientes reglas:

- a) Las soluciones locales se generan realizando copias al mejor individuo de la generación actual y modificando sus genes
- b) Los genes del cromosoma se seleccionan al azar
- c) Cada solución local sólo tiene una modificación con respecto a la mejor solución
- d) Las modificaciones de los alelos se realizan aumentando o disminuyendo el valor actual.

El AG desarrollado emplea el criterio elitista para garantizar que el mejor cromosoma de una generación pase a la siguiente durante una evolución. Cuando el AG reinicia su proceso de búsqueda, sólo se toma el mejor cromosoma obtenido hasta el momento y se coloca en la población inicial de la nueva evolución; el resto de cromosomas de esta población inicial se generan aleatoriamente. Obviamente, con el mecanismo de reinicio adaptativo y la estrategia de generación de soluciones locales, tanto la exploración como la explotación del AG propuesto mejoran significativamente. Sin embargo, para maximizar el rendimiento del AG, se requiere un equilibrio entre la exploración y la explotación. Para lograr ese equilibrio, se debe realizar un enfoque basado en el diseño de matrices ortogonales de Taguchi para encontrar los mejores parámetros genéticos.

En cuanto a la complejidad computacional dentro del AG, existen dos tipos de cálculos: el cálculo estocástico y el cálculo determinístico. Todos los cromosomas iniciales y todos los cromosomas descendientes se generan aleatoriamente. Todos los cromosomas que representan soluciones locales y todos los cromosomas de élite se generan y seleccionan utilizando las reglas preestablecidas. Se calculan los valores de aptitud de todos los cromosomas en cada generación y se utilizarán para calcular las probabilidades de supervivencia de los cromosomas. En una generación, los cromosomas con mayores valores de aptitud tienen más posibilidades de ser seleccionados para pasar a la siguiente. Tras un cierto número de generaciones, se calcula la condición de parada adaptativa y, si se cumple, se reinicia el proceso de búsqueda del AG. Al reiniciar el proceso de búsqueda, se conservan varios cromosomas superiores y el resto se generan aleatoriamente. Si el número total de generaciones alcanza un valor preestablecido, el AG terminará y mostrará la mejor solución encontrada hasta el momento.

2.7 Definición de términos básicos

a) Heurística

La palabra se deriva del griego *heuriskein* que significa encontrar o descubrir, en los orígenes de la IA se usó como un antónimo de algoritmo. Se trata de un procedimiento empírico que permite la solución directa de situaciones extremadamente difíciles. No son aplicables a problemas distintos de aquellos para los que no fueron concebidos, ya que estas técnicas aprovechan las peculiaridades del problema para crear soluciones satisfactorias (Yepes, 2002). Los métodos heurísticos son incapaces de salir de un óptimo local porque quedan atrapados en él.

b) Metaheurística

La palabra se deriva del griego *meta* que significa más allá. Son estrategias genéricas para un amplio conjunto de problemas que imitan sucesos naturales eficaces o principios de inteligencia artificial (como la evolución biológica y el funcionamiento del cerebro) y se utilizan para garantizar que las heurísticas y otras técnicas especializadas funcionen según lo previsto. Cualquier técnica de búsqueda que usando algún tipo de Nota. de información puede hacer una búsqueda más eficiente que una búsqueda exhaustiva se denomina una metaheurística.

c) Parámetros

Los parámetros de una función objetivo son valores que permanecen constante, es decir su magnitud no varía durante el proceso de optimización.

d) Variables de decisión

Una variable que, durante la optimización, puede tener un valor diferente en la función objetivo. Los posibles valores de las variables de decisión para los parámetros especificados constituyen un conjunto conocido como espacio de soluciones.

e) Restricciones

Requisitos relacionados con el comportamiento, diseño y constructabilidad que deben cumplirse para que la solución de un problema de optimización se considere válida. Los diseños que satisfacen todas las restricciones se denominan soluciones factibles; en caso contrario, se denominan soluciones no factibles.

f) Optimización combinatoria

Es un subcampo de la optimización en matemáticas aplicadas y ciencias de la computación que tiene conexiones con la teoría de la complejidad computacional, la investigación de operaciones y la teoría de algoritmos.

g) Variable continua

Son aquellas variables de diseño que, dado un rango de valores ($x_i \leq x \leq x_j$) tiene un número infinito de valores posibles.

h) Variable discreta

Sólo se dispone de un número limitado de valores posibles para las variables de diseño que se encuentran dentro de un rango determinado. ($x_i \leq x \leq x_j$).

i) Unimodal

Tiene un único máximo o mínimo.

j) Cromosoma

La mayor parte del material genético de una célula se encuentra en el núcleo, formado por numerosas moléculas lineales de ADN llamadas cromatina que se organizan en pequeñas estructuras llamadas cromosomas durante la mitosis. Un cromosoma se considera una solución (individuo) en la formulación del AG, y está formado por múltiples genes (variables de decisión).

k) Genes

Un gen es una sección del ADN que proporciona las instrucciones necesarias para crear una macromolécula con una función biológica determinada. Podría estar relacionado con la aparición de un rasgo fisiológico, como el tono de la piel. Equivale a la colección de rasgos o variables de decisión utilizados en el problema de optimización en la técnica AG.

l) Genotipo

Contiene el material genético necesario para el desarrollo de un organismo; este material puede expresarse o no en un individuo. Un cromosoma específico representa un conjunto de parámetros que conforman su estructura.

m) Fenotipo

Es cualquier propiedad o característica observable de un organismo que es el resultado de la decodificación del genotipo. El genotipo y las variables del medio influyen en el fenotipo.

n) Población

Un grupo de individuos que representa los candidatos a ser solución. Mientras que una población pequeña carece de diversidad, una población grande requerirá un tiempo de ejecución relativamente largo.

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 *Hipótesis principal*

Al desarrollar la optimización estructural empleando algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo se reduce el costo directo a nivel de casco estructural de estructuras aporticada de concreto armado.

3.1.2 *Hipótesis secundarias*

- a) Al desarrollar la automatización del modelo analítico se logra obtener las secciones óptimas de pórticos de concreto armado.
- b) Al utilizar los parámetros genéticos más adecuado permite obtener el costo mínimo de estructuras aporticada.
- c) Al desarrollar la estructura del algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo se logra encontrar secciones óptimas de pórticos frente a cargas sísmicas, viento y de gravedad.

3.2 Variables

3.2.1 *Variable independiente*

Optimización estructural mediante algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo.

3.2.2 *Variable dependiente*

Minimizar el costo directo a nivel de caso estructural de estructuras aporticada de concreto armado.

3.2.3 *Operacionalización de variables*

Las variables de investigación, definición conceptual, indicadores e instrumentos que son característicos de la operación de variables se detallan en la tabla 3.

Tabla 3*Operacionalización de variables*

Variables	Definición Conceptual	Indicadores	Instrumentos
Variable Independiente:			
Optimización estructural mediante algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo	Paradigma de diseño eficiente y herramienta de inteligencia artificial	Operadores genéticos	NTP E.020 NTP E.030 NTP E.060 Minitab
Variable dependiente:			
Minimizar el costo directo a nivel de casco estructural de estructuras aporticada de concreto armado	Es el costo de materiales, mano de obra y herramientas de un determinado proyecto	Presupuesto	Metrados Precio unitario

Nota. Elaboración propia

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y nivel

4.1.1 Tipo de Investigación

Es de tipo aplicada con enfoque cuantitativo porque el estudio se centra en implementar y desarrollar una herramienta computacional que permita la optimización económica mediante un algoritmo bio-inspirado de las partidas mas incidentes de estructuras .

4.1.2 Nivel

La presente investigación es de nivel aplicativo porque el software desarrollado se podrá instalar en cualquier computadora de una oficina de proyectos de estructuras para la etapa de predimensionamiento o ingeniería de detalle de edificaciones de concreto reforzado de geometría regular.

4.2 Diseño de investigación

La investigación es experimental porque se realiza experimentos informáticos, es decir no se usa un laboratorio sino se trabaja en gabinete y se simula a través de la computadora varias modelos estructurales para un determinado proyecto, para posteriormente ser analizadas y diseñadas de tal manera de encontrar aquella que tenga el menor costo directo y cumpla las restricciones de diseño.

El estudio es retrospectivo porque para comparar el costo directo de la estructura optimizada se deberá mantener fija el costo de la estructura patrón. El diseño de la investigación es longitudinal porque se buscará medir la respuesta estructural y el costo de un proyecto múltiples veces hasta seleccionar la mejor opción.

4.3 Población y muestra

4.3.1 Población

La población corresponde a todos los edificios de concreto armado de geometría regular en planta y altura que presenta el sistema estructural de pórticos en las dos direcciones ortogonales de análisis.

4.3.2 Muestra

Las dos estructuras de referencia para efectos comparativos son edificios destinados a oficinas; el primero, es un pórtico plano de 7 niveles y dos vanos por piso; el segundo, es un edificio tridimensional de 5 niveles, compuesto de 4 y 6 ejes estructurales en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

a) Técnicas

El desempeño del algoritmo desarrollado se comparará con los resultados de una tesis de referencia internacional y con un diseño estructural tradicional.

b) Instrumentos

Se emplea las especificaciones de diseño estructural del reglamento nacional de edificaciones y de manera complementaria el ACI 318 (2019). Se usa software comercial para la verificación estructural y hojas de cálculo para el procesamiento de datos.

4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Los instrumentos empleados en este estudio son fiables, ya que corresponden a códigos de diseño vigente y software de uso común en las oficinas de ingeniería, lo que demuestra que los resultados de este estudio se aproximan mucho a lo previsto.

4.4.3 Procedimiento para la recolección de datos

El análisis de precios unitarios se obtendrá de revistas especializadas vigentes, así como de expedientes técnicos elaborados en los dos últimos años. En relación con la programación del algoritmo genético y el código de análisis y diseño automatizado de los elementos estructurales es íntegramente elaborado por el autor de la tesis, la validación de dimensiones y acero de refuerzo se realizará comparando con proyectos de similares características.

4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

La información obtenida se presentará en tablas y figuras, se utilizará técnicas de estadística para el análisis de resultados con Minitab. Los recursos para el análisis de la información son variables; para evaluar las tablas se utilizará Excel y para la elaboración de las curvas resultantes se realizará con Python, para el análisis estructural se utilizará el software SAP2000 y la librería de OpenSeesPy; para el diseño estructural y el módulo de optimización a desarrollar se utilizará Python. Todos estos softwares y librerías se interrelacionarán a través de sus APIs, utilizando el IDE de Visual Studio Code. Los criterios de aplicación e interpretación de datos se realizará según las normas técnicas de edificación vigente como E.020, E.030 y E.060 o normativas internacionales como ACI 318-19 y ACI 315-18. Para el análisis de precios unitarios se utilizan valores referenciales de expedientes técnicos con características similares.

CAPÍTULO V: HERRAMIENTA INFORMÁTICA SADAI

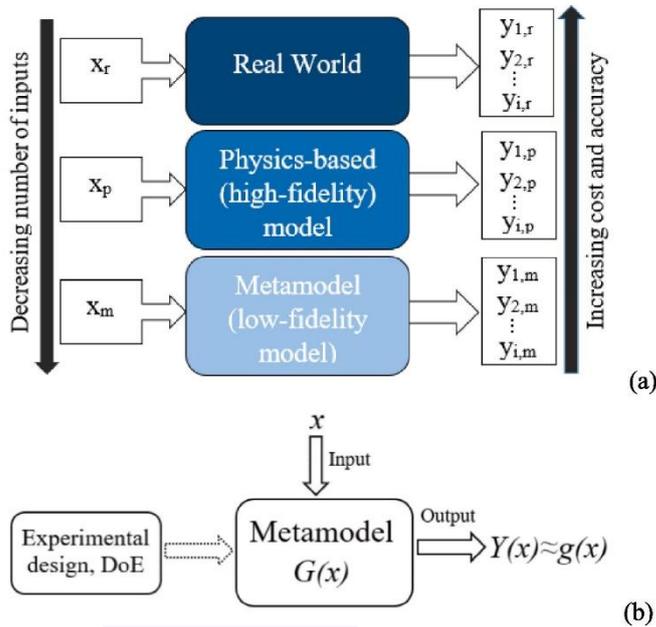
5.1 Motivación

Uno de los retos más importantes que enfrentan los ingenieros actualmente es diseñar estructuras óptimas acordes con los nuevos desafíos que plantea la problemática actual del cambio climático y la falta de recursos. Se conoce que el sector AEC tiene un impacto significativo en el medio ambiente debido al elevado consumo de recursos naturales a través de la extracción de materiales, el uso de energía, las emisiones nocivas y la generación de residuos. Por este motivo, el impacto ambiental y el consumo de recursos pueden reducirse mediante la incorporación de nuevos materiales de construcción y el reciclaje, pero también mediante un uso más eficiente de los mismos gracias a la optimización del diseño estructural. Sin embargo, estos procedimientos de optimización suelen ser muy costosos desde el punto de vista computacional.

Aunque la disponibilidad computacional ha proliferado en los últimos años, los sistemas de ingeniería se han vuelto progresivamente más precisos y, en consecuencia, más complejos. Los métodos numéricos para la mayoría de los problemas de ingeniería, normalmente representados por ecuaciones diferenciales parciales, por ejemplo, el análisis de elementos finitos (FEA en inglés), donde la evaluación de una sola función objetivo suele requerir mucho tiempo. Los problemas de optimización habituales implican miles de evaluaciones de una sola función objetivo. Por este motivo, la optimización asistida por metamodelos ha surgido como una valiosa metodología para tratar problemas de optimización de ingeniería tan complejos. La metodología más sencilla consiste en crear un grupo de vectores de diseño pertenecientes al espacio de diseño para el que se llevan a cabo simulaciones (ver figura 24(a)) de alta confiabilidad (o modelos basados en la física). A continuación, se construyen modelos de regresión o interpolación (también denominados metamodelos o modelos sustitutos), que pueden analizarse luego en algoritmos de optimización. Así, en su forma más básica, los metamodelos son funciones de caja negra que relacionan las variables de entrada x con una salida $Y(x)$, permitiendo evaluaciones baratas de $Y(x)$ en función de los valores de x (ver figura 24(b)).

Figura 24

Conceptos relacionados con el metamodelado



Nota. Negrin et al. (2023)

Negrin et al. (2023) en su artículo resumen los beneficios prácticos reales de realizar optimización del diseño estructural asistida por metamodelos (ODEAM). El autor señala que un modelo sustituto en base a redes neuronales artificiales (RNA) durante el diseño de puentes de concreto postensado reduce el número de simulaciones entre un 27% y 37%. Esto es bastante significativo si el tiempo computacional de una simulación de alta confiabilidad es unas 375 veces el de una única simulación basada en RNA. El artículo muestra que en un caso de optimización determinista de un puente peatonal de vigas cajón de concreto se realizó con una reducción del coste computacional del 91%, ayudado por un metamodelo basado en Kriging, manteniendo una precisión superior al 96%.

La herramienta desarrollada en esta tesis es un primer paso para luego con ella crear data sintética e implementar ODEAM en trabajos futuros. Resulta que es más barato ejecutar simulaciones de baja confiabilidad utilizando metamodelos que complejas simulaciones informáticas de alta fidelidad (FEA, por ejemplo). En un proceso en el que se requieren muchas evaluaciones de funciones, como en problemas de optimización con complejidad NP, el uso de metamodelos supone un importante ahorro de tiempo de cálculo. Los metamodelos permiten recorrer fácilmente todo el espacio de diseño del problema investigado y, por tanto, comprenderlo en profundidad.

Por otro lado, el autor está convencido que en los próximos años las empresas de consultoría incorporaran en sus flujos de trabajo el uso de software comercial de modelado, análisis y diseño estructural mediante sus Interfaces de Programación de Aplicaciones (APIs). En resumen, las APIs son esenciales para la integración, la innovación, la eficiencia y la creación de aplicaciones potentes y escalables. Proporcionan una forma estandarizada para que los sistemas se comuniquen y colaboren, permitiendo a los diseñadores crear aplicaciones a medida. Adicionalmente, y en base a las tendencias actuales de diseño, la interacción con plataformas como BIM puede ser otra alternativa para la aplicación de metamodelos en la optimización del diseño de estructuras de ingeniería civil.

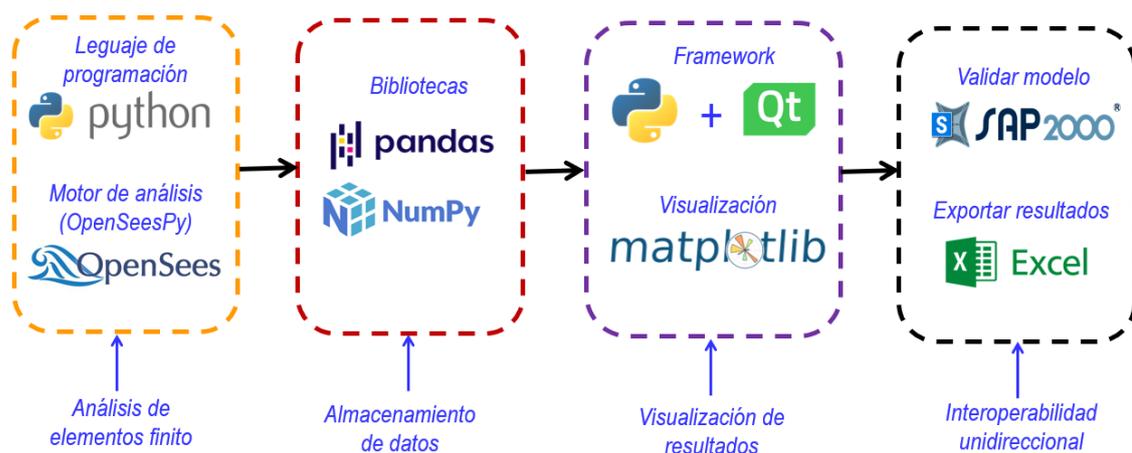
5.2 Descripción de la herramienta informática

Para encontrar la mejor estructura, el autor ha desarrollado el programa Análisis y Diseño Estructural con Inteligencia Artificial (por sus siglas en ingles SADAI). La herramienta de escritorio se ha desarrollado mediante el lenguaje de programación Python, tiene mas de 15000 líneas de código y se ha implementado en una laptop Intel (R) Core(TM) i7-6700HQ con un procesador de 2.60 GHz y 12 GB de memoria RAM.

La interoperabilidad de SADAI con excel y SAP2000 fue implementado para agilizar el proceso de verificación estructural. En la figura 25 se muestra el flujo de trabajo que corre por detrás de la aplicación desarrollado.

Figura 25

Flujo de trabajo de SADAI



Nota. Elaboración propia

Dado el ingreso de los parámetros de geometría para porticos bidimensional o tridimensional, SADAÍ está programado para realizar los siguientes trabajos:

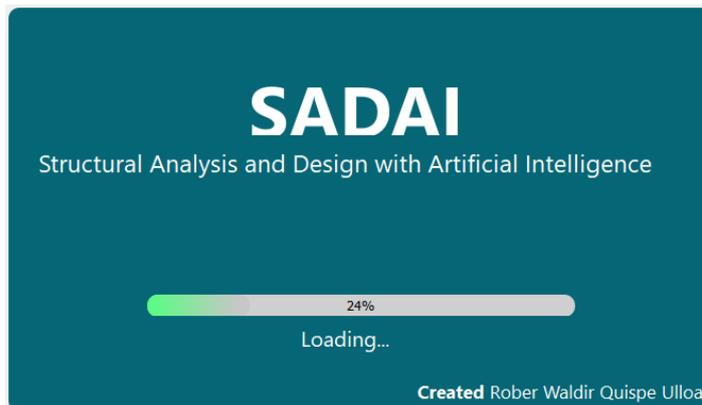
- a) Establecer propiedades mecánicas de los materiales de acero de refuerzo y concreto para el análisis y diseño estructural.
- b) Crear secciones transversales de vigas, columnas y losa aligerada unidireccional.
- c) Definir patrones de carga y combinaciones de carga.
- d) Establecer grupos de diseño de vigas y columnas
- e) Asignar cargas de superficie uniformemente distribuida en techos con comportamiento de elemento membrana. Para modelos 2D permite el ingreso de cargas horizontales que simulan la fuerza del viento y cargas linealmente distribuido.
- f) Definir la función espectral de pseudo aceleración de diseño y la Nota. de masa para un análisis modal.
- g) Establecer las propiedades de diseño en concreto armado.
- h) Establecer para problemas de optimización criterios de convergencia del modelo, parámetros de costo unitario de materiales y parámetros de un algoritmo genético.
- i) Realizar uno o varios análisis estructural elástico y lineal por el método de elementos finitos mediante OpenSees, dependiendo de la necesidad del usuario puede analizar una estructura de manera tradicional u optimizarlo mediante genéticos. Para cargas sísmicas realiza un análisis de fuerzas estáticas equivalentes.
- j) Obtener las fuerzas internas de diseño por grupos de vigas y columnas con similar demanda para cada una de las combinaciones de carga establecidas.
- k) Verificar a nivel de secciones el cumplimiento de las restricciones de resistencia y geometría por constructabilidad, las restricciones de rigidez mediante la deriva de entrepiso son verificadas para problemas tridimensionales.
- l) Mostrar los resultados de ingreso de datos, análisis y resultados en tablas o documentos de Excel.
- m) Exportar las tablas de base de datos o convertir un modelo de SADAÍ a un modelo de SAP2000.

5.3 Descripción de las ventanas

La interfaz gráfica de usuario también conocida como GUI (del inglés Graphical User Interface) se creó mediante el framework Qt a través de la librería PySide5. En la figura 26 se visualiza la ventana de inicio del aplicativo SADAI y en la figura 27 su interfaz.

Figura 26

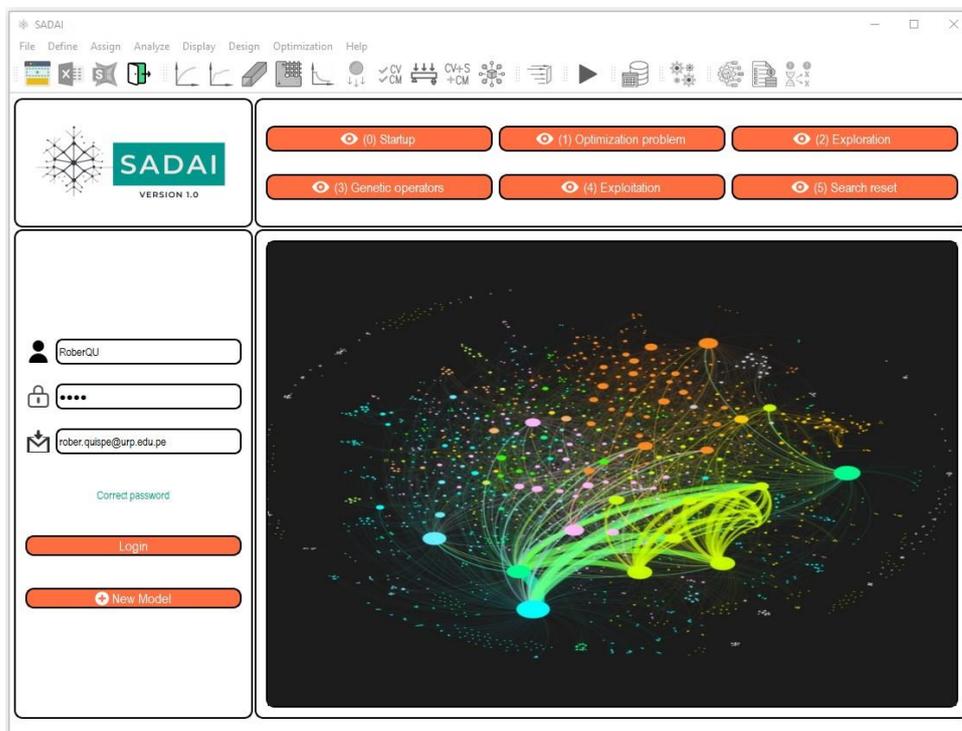
Interfaz de inicialización de SADAI



Nota. Elaboración propia

Figura 27

Ventana principal de SADAI



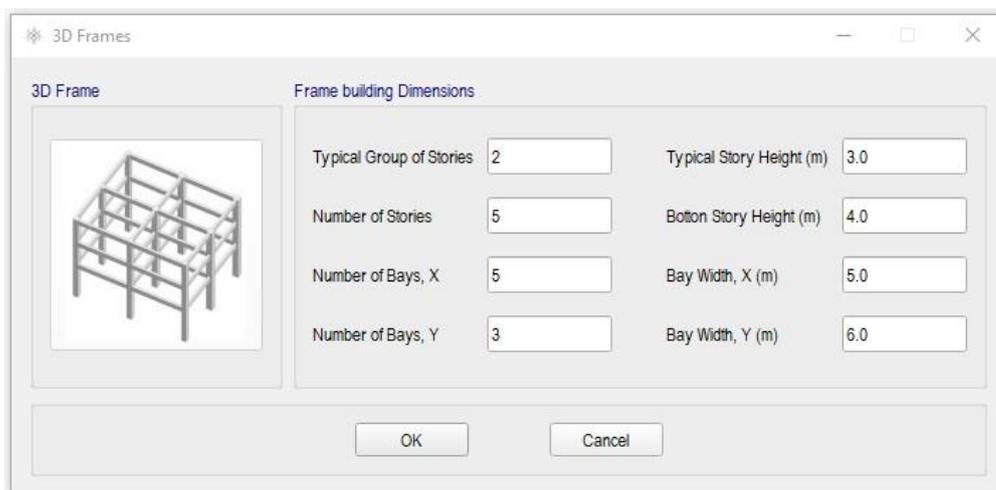
Nota. Elaboración propia

5.3.1 Menú archivo (File)

El usuario puede seleccionar entre un análisis estructural u optimización de un pórtico de dos o tres dimensiones en concreto armado según el RNE vigente. Para una edificación regular de tres dimensiones la plantilla de geometría se observa en la figura 28. Además se implementa las acciones de exportar tablas de base de datos de SADAÍ a un documento de Excel o directamente a un modelo de SAP2000 para agilizar la interoperabilidad y comparar resultados en dicho programa.

Figura 28

Plantilla para crear un modelo estructural 3D



The image shows a software dialog box titled "3D Frames". It is divided into two main sections. On the left, under the heading "3D Frame", there is a 3D wireframe model of a rectangular building frame. On the right, under the heading "Frame building Dimensions", there are several input fields for defining the structure's geometry:

Parameter	Value	Parameter	Value
Typical Group of Stories	2	Typical Story Height (m)	3.0
Number of Stories	5	Bottom Story Height (m)	4.0
Number of Bays, X	5	Bay Width, X (m)	5.0
Number of Bays, Y	3	Bay Width, Y (m)	6.0

At the bottom of the dialog box, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

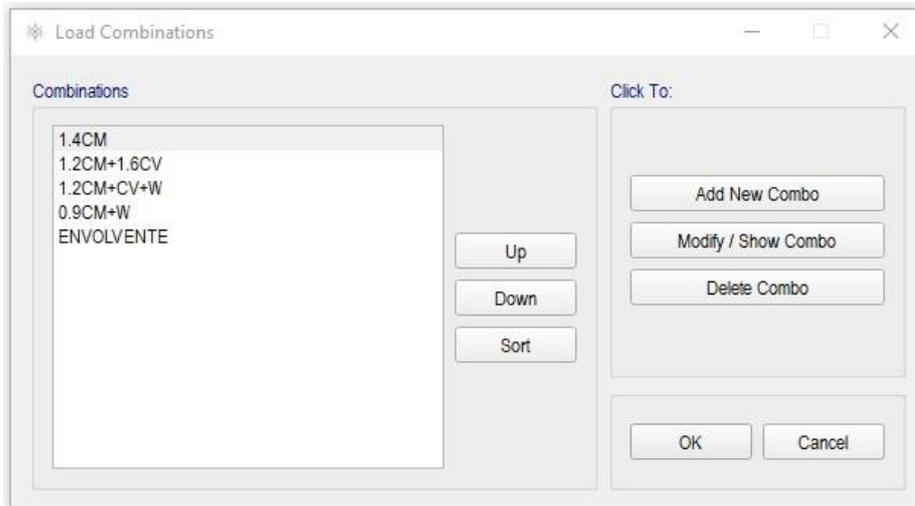
Nota. Elaboración propia

5.3.2 Menú definir (Define)

Se implementa ventanas para establecer; las propiedades del concreto y acero de refuerzo; propiedades de sección de vigas, columnas y losas; configuración del espectro de respuesta de diseño y masa sísmica; para el análisis y diseño se define los patrones y combinaciones de carga; la demanda por gravedad se asigna mediante una carga distribuida de área y se declara los grupos de vigas y columnas típicas de diseño. En las figuras 29 al 31 se muestran algunas ventanas de este menú.

Figura 29

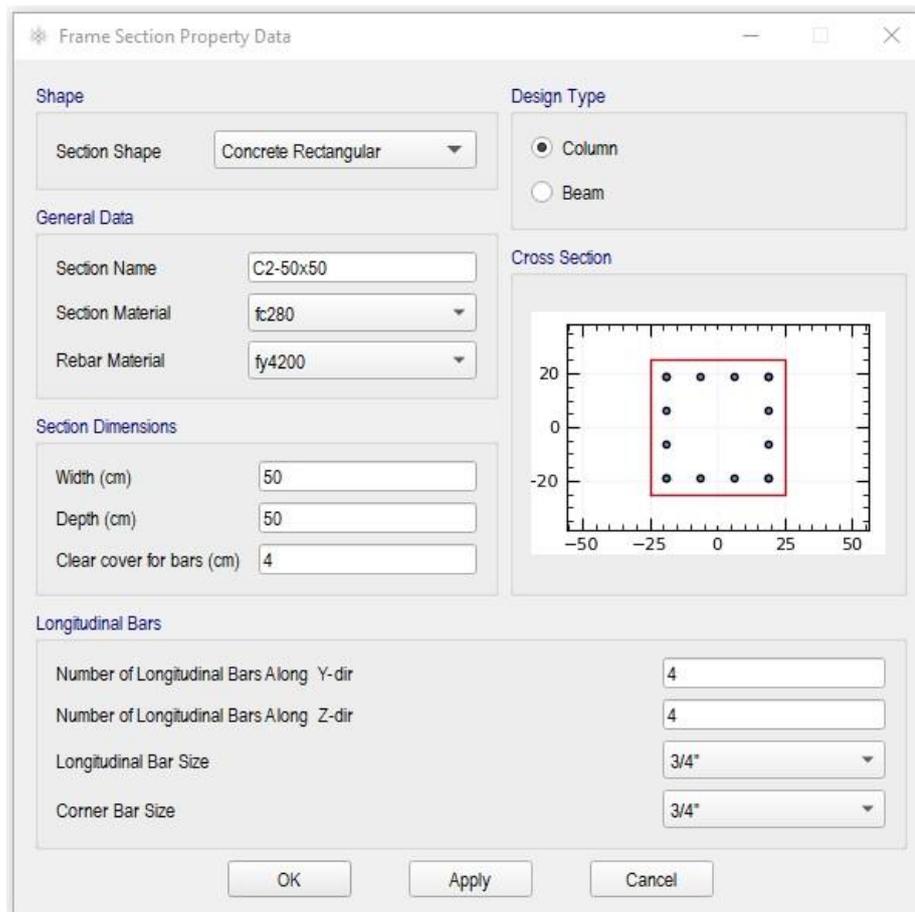
Ventana de combinaciones de carga



Nota. Elaboración propia

Figura 30

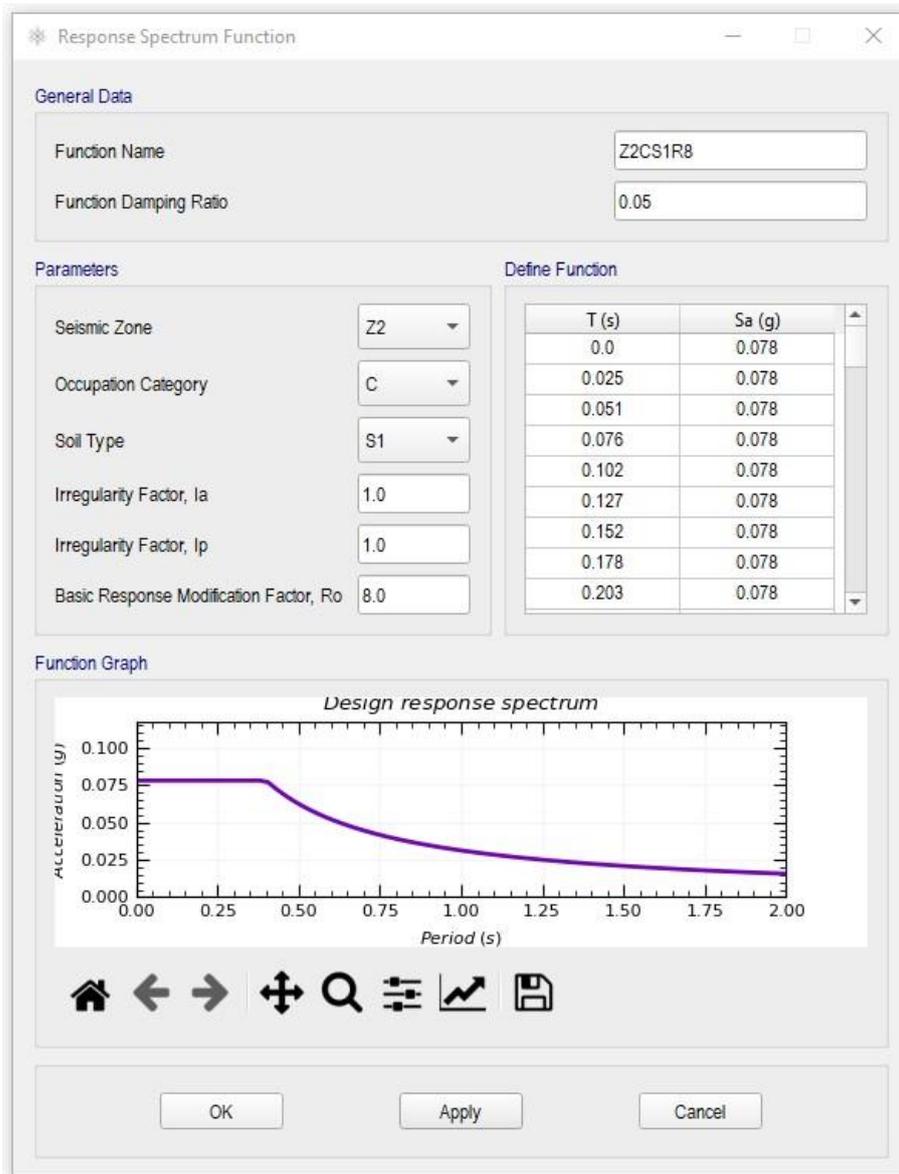
Ventana para definir las propiedades de una columna



Nota. Elaboración propia

Figura 31

Ventana de espectro de respuesta de diseño



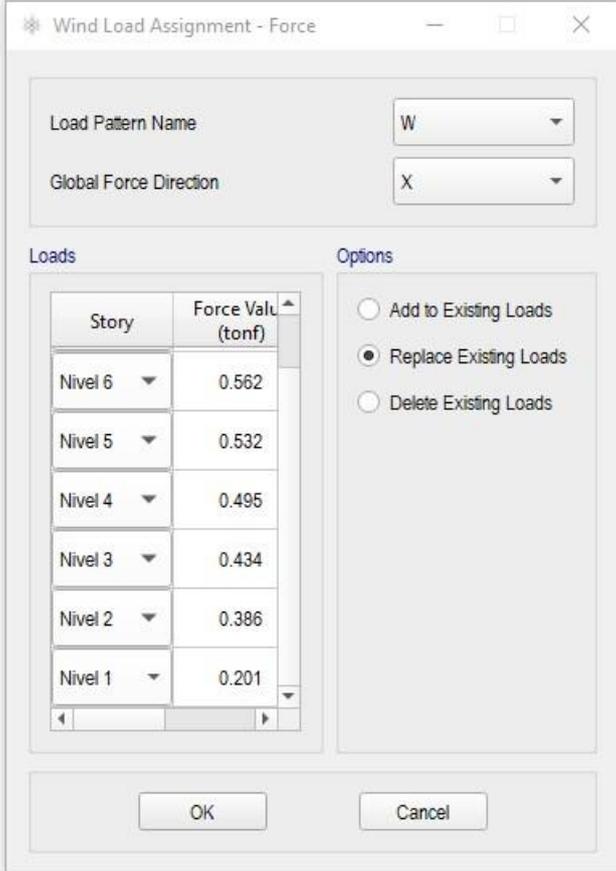
Nota. Elaboración propia

5.3.3 Menú asignar (Assign)

La demanda de la carga de viento se asigna mediante fuerzas laterales aplicados en el centro de la losa de techo de cada nivel, en esta versión esta implementado para estructuras de dos dimensiones. En la figura 32 se observa el ingreso de las fuerzas de viento del problema a optimizar mostrado en el capítulo VIII.

Figura 32

Ventana de asignación de carga de viento



The dialog box 'Wind Load Assignment - Force' contains the following data:

Story	Force Value (tonf)
Nivel 6	0.562
Nivel 5	0.532
Nivel 4	0.495
Nivel 3	0.434
Nivel 2	0.386
Nivel 1	0.201

Options:

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

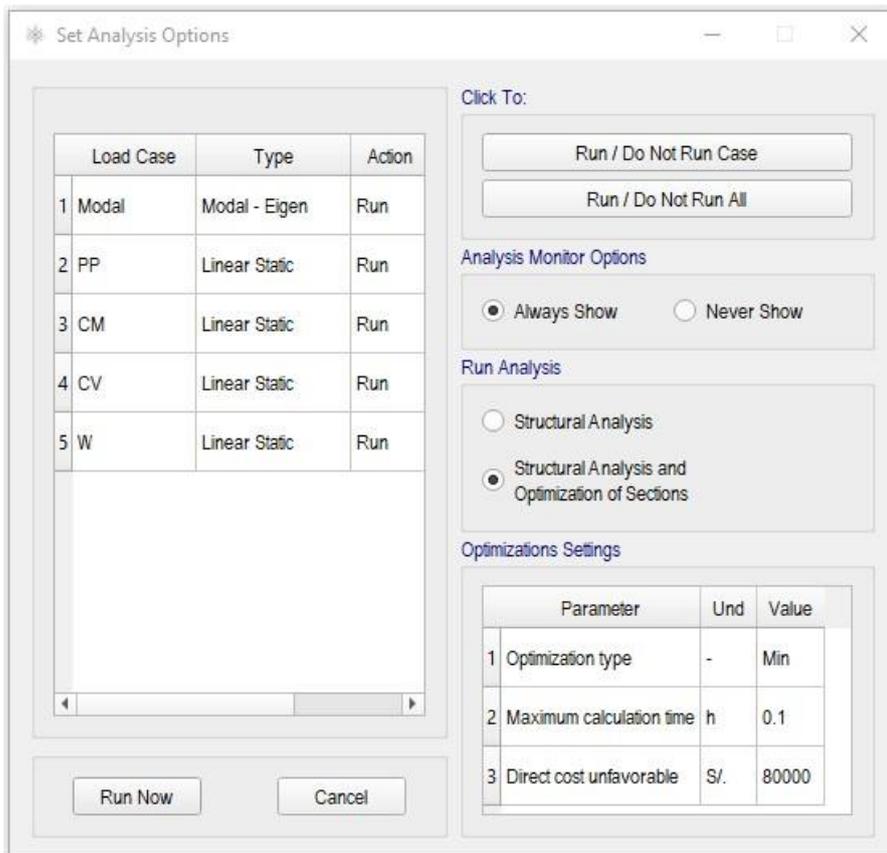
Nota. Elaboración propia

5.3.4 Menú analizar (Analyze)

La ventana implementada (ver figura 33) permite establecer los casos de carga a ejecutar en el análisis estructural y los parámetros de optimización de algoritmo genético.

Figura 33

Ventana de opciones de análisis



Nota. Elaboración propia

5.3.5 Menú mostrar (Display)

Como se observa en la figura 34, la interfaz implementada de mostrar tablas permite que el usuario luego del analisis interpretar los resultados de una manera mas ordenada, principalmente interpretar los datos creados luego de ejecutar un problema de optimización.

Figura 34

Ventana para visualizar resultados del análisis u optimización

Current Table

index	Mz-(tonf.m)	Mz+(tonf.m)	Vy(tonf)	As(-)_corrido	ØMn(-)_corrido	Mr-Mzu(-)	Baston(-)	ØMn(-)_baston
1	-11.46	4.95	9.33	3Ø1/2"	6.17	-5.29	105/8"+2Ø1/2"	5.87
2	-11.46	4.95	9.33	3Ø1/2"	6.17	-5.29	105/8"+2Ø1/2"	5.87
3	-10.78	4.76	9.07	3Ø1/2"	6.17	-4.61	3Ø1/2"	5.01
4	-10.78	4.76	9.07	3Ø1/2"	6.17	-4.61	3Ø1/2"	5.01
5	-10.54	4.78	9.08	3Ø1/2"	6.17	-4.37	3Ø1/2"	5.01
6	-10.54	4.78	9.08	3Ø1/2"	6.17	-4.37	3Ø1/2"	5.01
7	-9.68	4.65	8.85	2Ø1/2"	3.69	-6.0	4Ø1/2"	6.04
8	-9.68	4.65	8.85	2Ø1/2"	3.69	-6.0	4Ø1/2"	6.04
9	-9.3	4.66	8.82	2Ø1/2"	3.69	-5.62	4Ø1/2"	6.04
10	-9.3	4.66	8.82	2Ø1/2"	3.69	-5.62	4Ø1/2"	6.04
11	-8.68	4.57	8.7	2Ø1/2"	3.69	-5.0	105/8"+2Ø1/2"	5.33
12	-8.68	4.57	8.7	2Ø1/2"	3.69	-5.0	105/8"+2Ø1/2"	5.33
13	-9.5	5.02	9.12	2Ø1/2"	3.69	-5.81	4Ø1/2"	6.04
14	-9.5	5.02	9.12	2Ø1/2"	3.69	-5.81	4Ø1/2"	6.04

Model Data

Choose tables for export:

- Model definition
- Analysis Results
- Quantity data

Export Options

Combination name: ENVOLVENTE

File prefix: Sadai

Generation: 1

Buttons: Apply, Update, Done, Export Current Tables, Export All Tables

Choose table for display

Combination name: ENVOLVENTE

Table name: Design forces beams

Generation: 1

Buttons: Apply, Update, Done

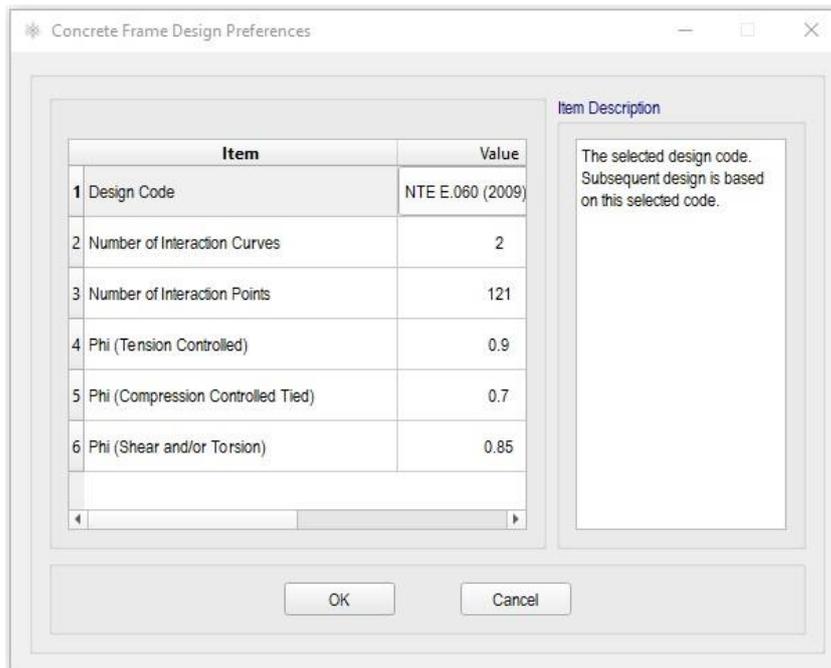
Nota. Elaboración propia

5.3.6 Menú diseño (Design)

SADAI en esta versión esta escrito para diseñar solo pórticos de concreto armado, en la figura 35 se estable los diferentes parámetros para el diseño mediante la fillosia LRFD indicado en el RNE o su equivalente ACI318 (2019).

Figura 35

Ventana de preferencias de diseño en C°A°



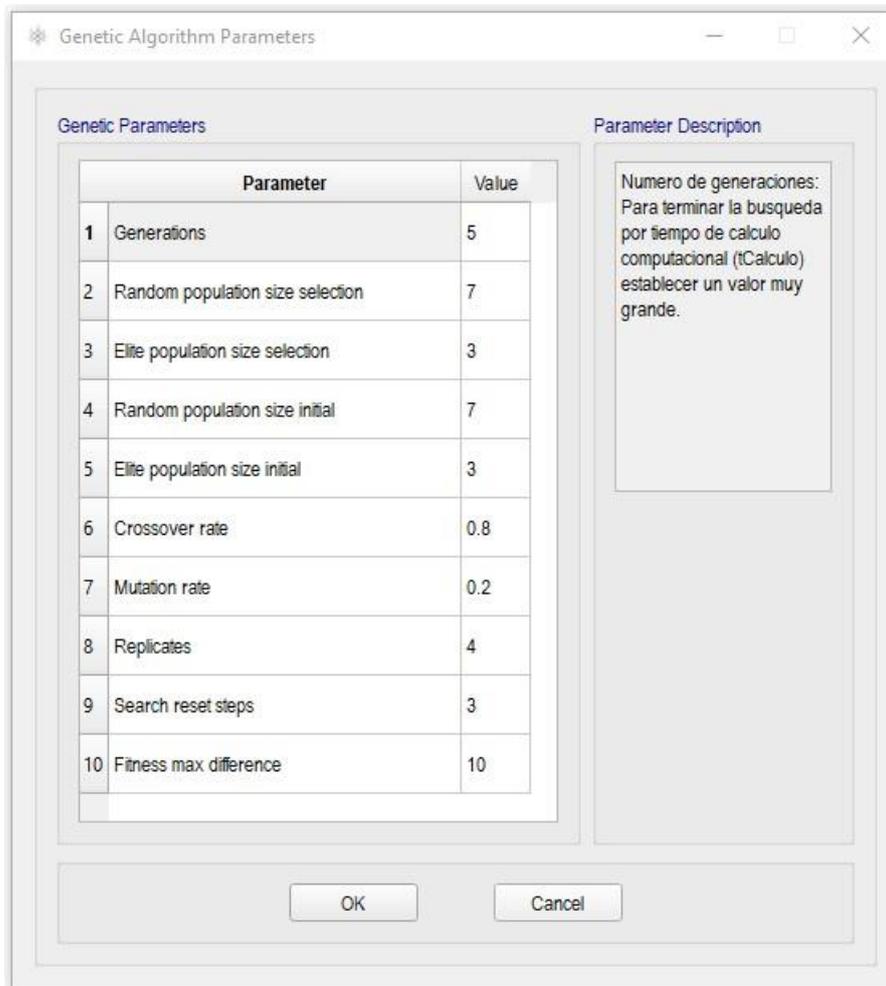
Nota. Elaboración propia

5.3.7 Menú optimización (Optimization)

Se implementa ventanas para establecer; las dimensiones limites de secciones transversales a traves de la acción configuración de optimización; parametros relativos al costo unitario de las partidas de concreto, encofrado y acero de refuerzo y los parámetros genetico (veáse la figura 36).

Figura 36

Ventana de ingreso de parámetros genéticos



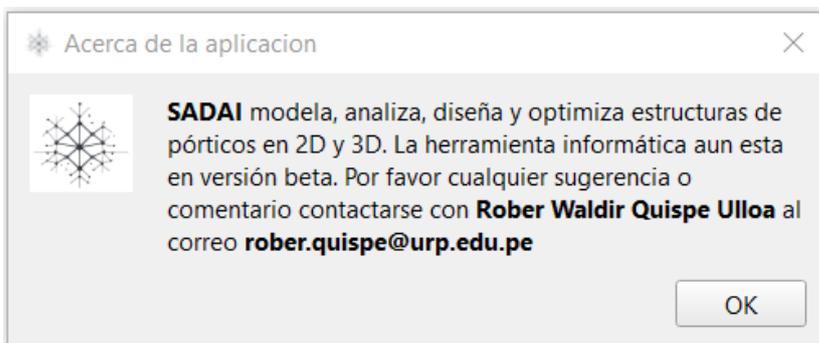
Nota. Elaboración propia

5.3.8 Menú ayuda (Help)

La figura 37 contiene información general del software y datos de correo del autor.

Figura 37

Ventana de ayuda



Nota. Elaboración propia

CAPÍTULO VI: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS SISMICO

6.1 Motor de cálculo estructural

6.1.1 Introducción a OpenSees

En la ingeniería sismorresistente contemporánea, el comportamiento de los sistemas durante los terremotos se comprenden mediante el modelado y la simulación. El Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) creó OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) como plataforma de software para la investigación y el uso de la simulación de sistemas estructurales y geotécnicos con financiación de la National Science Foundation de Estados Unidos. La tesis doctoral de Francis McKenna (2011) sobre análisis sísmico es donde apareció por primera vez OpenSees.

Se aconseja visitar <https://opensees.berkeley.edu/> para estar al tanto de las próximas actualizaciones ya que OpenSees es un programa de licencia libre que siempre está en desarrollo y puede tener algunas modificaciones en la estructura de comandos. Hoy en día, OpenSees ofrece una amplia gama de comandos para describir materiales, elementos y procedimiento de análisis lineal y no lineal para ser utilizados en problemas de ingeniería estructural, sísmica y geotécnica gracias a las contribuciones de académicos de varias universidades alrededor del mundo y desarrolladores.

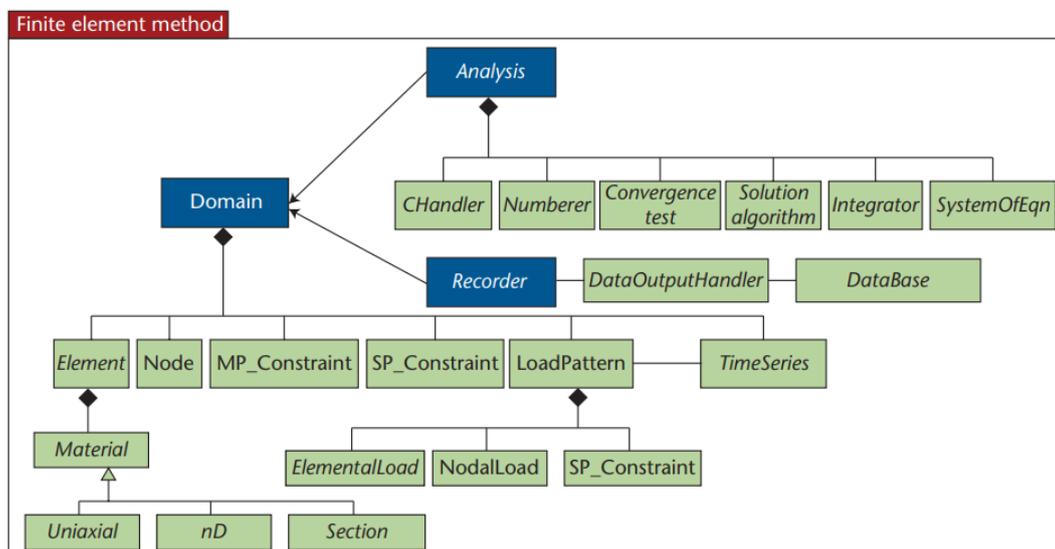
6.1.2 Arquitectura de OpenSees

OpenSees es un framework que permite crear aplicaciones para el análisis no lineal de sistemas utilizando elementos finitos. Se diseñó bajo el paradigma orientado a objetos, y además de lograr eficiencia computacional, está diseñado para ser flexible, extensible y portátil. Está escrito principalmente en C++, pero utiliza algunas bibliotecas numéricas externas escritas en C o Fortran, como Arpack, SuperLU, Mumps, Petsc , ScaLapack y Lapack.

OpenSees contiene múltiples módulos, en la figura 38 se muestran los paquetes que integra el método de elementos finitos (FEM). A diferencia de las aplicaciones comerciales y de investigación tradicionales, esta modularidad permite a los desarrolladores ampliar el código en las partes del software de análisis y especificación de salida (en la figura cada clase en cursiva es una clase abstracta y los desarrolladores pueden proporcionar su propia subclase para personalizar sus aplicaciones). Esto es particularmente importante en ingeniería sísmica donde los investigadores están estudiando nuevos algoritmos y esquemas de integración.

Figura 38

Paquetes de software OpenSees para FEM



Nota. McKenna (2011)

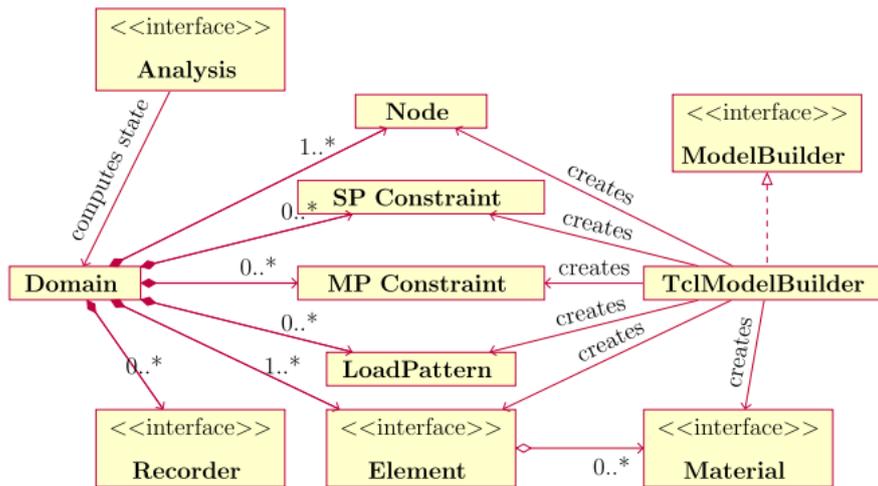
ModelBuilder, Analysis y Recorder son tres conjuntos de elementos que el usuario define a OpenSees para estudiar un sistema estructural o geotécnico. El objeto Domain comunica estos a OpenSees (Velasco & Bobadilla, 2020). El diagrama de clases del framework OpenSees se muestra en la figura 39.

6.1.2.1 ModelBuilder

En esta etapa del software se definen los componentes necesarios para construir un modelo de elementos finitos del problema estudiado; como nodos, restricciones, masas, materiales, secciones, elementos, patrones de carga, etc. El modelo se almacena en el objeto Domain, que a su vez lo pone a disposición de los objetos Analysis y Recorder.

Figura 39

Diagrama de clases del framework OpenSees



Nota.: Zhu et al.(2018)

6.1.2.2 Analysis

El objeto análisis calcula el estado del modelo de elementos finitos para un tipo particular de análisis, por ejemplo, estático, dinámico, valores propio, etc., utilizando algoritmos de solución intercambiables, solvers de ecuaciones lineales, controladores de restricciones y métodos de integración de tiempo.

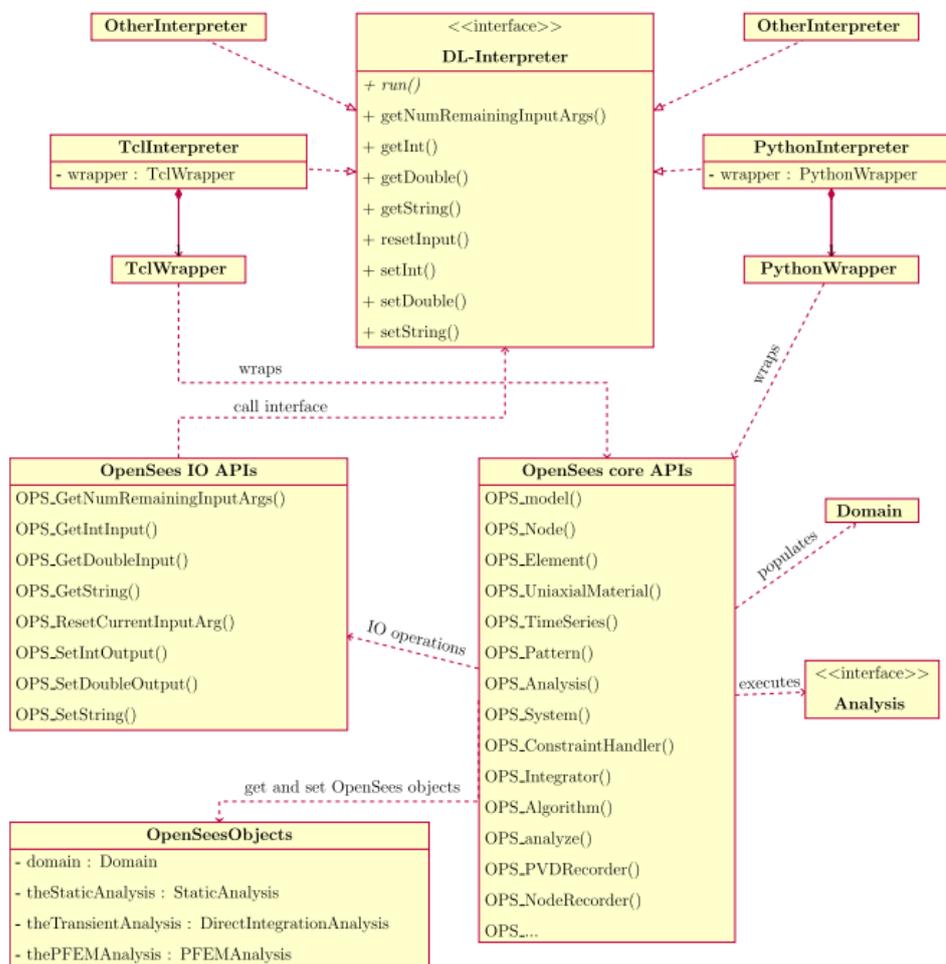
6.1.2.3 Recorder

A medida que se analiza el modelo, este objeto crea y mantiene un registro de sus numerosos estados. Los archivos de salida del análisis incluyen binarios, archivos de datos, valores separados por comas (.csv), lenguaje de marcado extensible (.xml) y otros formatos.

Los usuarios de OpenSees escriben scripts que invocan una instancia de la clase ModelBuilder para crear el MEF, por ejemplo, la clase TclModelBuilder crea un objeto Nodo llamando a funciones en la API de Tcl, como Tcl_GetInt, luego agrega el objeto Nodo al Domain. Para vincular OpenSees con Python, o cualquier otro lenguaje de programación, sería necesario duplicar gran parte de este código para leer la entrada, crear objetos de elementos finitos, realizar análisis y registrar resultados. Para evitar duplicar código cada vez que OpenSees se conecte a futuro a un intérprete, el objeto ModelBuilder se reemplaza por una API de OpenSees central e independiente del intérprete que llena el dominio y realiza análisis, como se muestra en la figura 40.

Figura 40

Diagrama de clases de interfaz para múltiples intérpretes



Nota. Zhu et al. (2018)

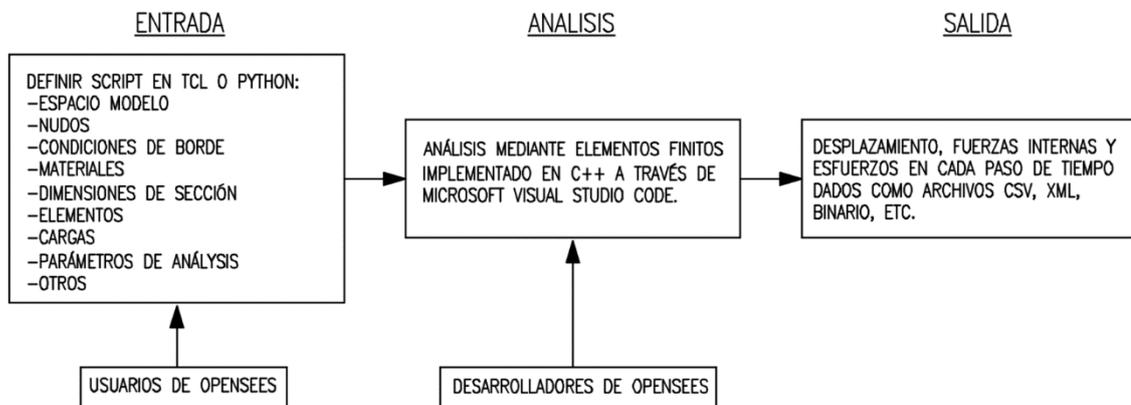
La funcionalidad de múltiples intérpretes para OpenSees se proporciona a través del interfaz DL_Interpreter que se observa en el extremo superior de la figura 40, que define ocho funciones básicas de entrada/salida (IO) para obtener entradas de enteros, coma flotante y cadenas. Cada lenguaje de programación definirá su propia clase de intérprete que implementa la interfaz DL_Interpreter. Con este diseño, las API centrales de OpenSees están completamente separadas del intérprete y se minimiza el esfuerzo de agregar un nuevo intérprete.

6.1.3 Modelo de análisis en OpenSees

El análisis de una estructura en OpenSees se puede dividir en los componentes de entrada, análisis y salida, como se resume en la figura 41. Actualmente la entrada de datos para OpenSees se proporciona mediante script usando dos lenguajes de programación, tool command language (tcl) y Python. El análisis se realiza ejecutando código escrito por desarrolladores en el lenguaje orientado a objetos C++, generalmente se emplea un IDE como Visual Studio Code como plataforma para ejecutar el código. La salida de los resultados son a través de archivos csv, xml, binarios, etc. según la necesidad del usuario.

Figura 41

Diagrama de flujo de FEA en OpenSees



Nota.: Elaboración propia

6.1.3.1 OpenSees mediante Python

Debido al crecimiento de la comunidad de desarrolladores e investigadores que emplean Python en sus proyectos, se creó la librería OpenSeesPy como intérprete de OpenSees en Python 3. Para aquellos lectores interesados en profundizar la librería OpenSeesPy se invita a revisar la documentación en la siguiente dirección <https://openseespydoc.readthedocs.io/en/latest/index.html>

La librería tiene comandos para el preprocesamiento, procesamiento y post procesamiento de modelos estructurales en dos y tres dimensiones. Es posible definir mediante código Python el espacio del modelo, las posiciones de los nodos, los materiales, las secciones transversales, las condiciones de contorno, los tipos de elementos, los parámetros mecánicos y cargas térmicas, así como parámetros de análisis como la tolerancia de convergencia o el tipo de solver no lineal utilizado. En la figura 42 se observa un fragmento del script para el análisis de un pórtico.

Figura 42

Extracto de código para análisis de pórtico 2D

```
5 # Two dimensional Frame: Eigenvalue & Static Loads
6
7
8 # REFERENCES:
9 # used in verification by SAP2000:
10 # SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Verification Manual,
11 # Computers and Structures, 1997. Example 1.
12 # and seismo-struct (Example 10)
13 # SeismoStruct, Verification Report For Version 6, 2012. Example 11.
14
15
16 # set some properties
17 wipe()
18
19 model('Basic', '-ndm', 2)
20
21 # properties
22
23 # units kip, ft
24
25 numBay = 2
26 numFloor = 7
27
28 baywidth = 360.0
29 storyHeights = [162.0, 162.0, 156.0, 156.0, 156.0, 156.0, 156.0]
30
31 E = 29500.0
32 massX = 0.49
33 M = 0.
34 coordTransf = "Linear" # Linear, PDelta, Corotational
35 massType = "-lMass" # -lMass, -cMass
36
37 beams = ['W24X160', 'W24X160', 'W24X130', 'W24X130', 'W24X110', 'W24X110', 'W24X110']
38 eColumn = ['W14X246', 'W14X246', 'W14X246', 'W14X211', 'W14X211', 'W14X176', 'W14X176']
39 iColumn = ['W14X287', 'W14X287', 'W14X287', 'W14X246', 'W14X246', 'W14X211', 'W14X211']
40 columns = [eColumn, iColumn, eColumn]
41
42 WSection = {
43     'W14X176': [51.7, 2150.],
44     'W14X211': [62.1, 2670.],
45     'W14X246': [72.3, 3230.],
46     'W14X287': [84.4, 3910.],
47     'W24X110': [32.5, 3330.],
48     'W24X130': [38.3, 4020.],
49     'W24X160': [47.1, 5120.].
50 }
51
52 nodeTag = 1
53
54
55 # procedure to read
56 def ElasticBeamColumn(eleTag, iNode, jNode, sectType, E, transfTag, M, massType):
57     found = 0
58
59     prop = WSection[sectType]
60
61     A = prop[0]
62     I = prop[1]
63     element('elasticBeamColumn', eleTag, iNode, jNode, A, E, I, transfTag, '-mass', M, massType)
64
65
66 # add the nodes
67 # - floor at a time
68 yLoc = 0.
69 for j in range(0, numFloor + 1):
70
71     xLoc = 0.
72     for i in range(0, numBay + 1):
73         node(nodeTag, xLoc, yLoc)
74         xLoc += baywidth
75         nodeTag += 1
```

Nota. OpenSeesPy (2022)

6.1.4 Razones para usar OpenSees en esta investigación

La tendencia del uso de software de cálculo estructural para automatizar flujos de trabajo en ambientes BIM va en constante crecimiento, por ejemplo en un entorno paramétrico como Grasshopper se ha creado una herramienta llamada Alpaca4d, esto facilita la interacción con OpenSees haciendo posible modelar geometrías complejas con su flujo de trabajo paramétrico y reduciendo el tiempo dedicado al modelado. La idea principal de Alpaca4d es proporcionar una manera fácil y eficiente de usar OpenSees sin escribir ninguna línea de código. La biblioteca es utilizada principalmente por investigadores y académicos para proyectos de análisis y optimización estructural.

Por otro lado, CYPE, la empresa de desarrollo de software para la industria AEC ha implementado desde el 2018 a OpenSees como motor de análisis estructural en los programas: StruBIM Analysis, StruBIM Design y StruBIM Foundations. El autor ha elegido a OpenSees como motor de cálculo estructural del programa SADAI por las siguientes razones:

- a) OpenSees es una potente herramienta de análisis de elementos finito (por sus siglas en inglés FEA) y de análisis no lineal.
- b) OpenSees es de código abierto y está basado para investigaciones, lo que lo convierte en una plataforma aplicable para desarrollar cualquier tipo de simulaciones en ingeniería estructural, sísmica y geotécnica.
- c) Se puede acceder y modificar el código Nota. en Microsoft Visual Studio mediante C++. Esto significa que se pueden desarrollar nuevas clases y funciones según las necesidades del usuario.
- d) Mediante Python, a través de la librería OpenSeesPy, se puede extraer las matrices de rigidez, masas y vectores de carga que suele ser imposible o difícil de obtener de algún software comercial para propósitos de verificación.
- e) OpenSees se puede emplear para resolver estructuras típicas en las oficinas de proyectos y automatizar el flujo de trabajo de modelamiento, análisis y diseño estructural en un entorno de Excel.

6.2 Parámetros sismorresistentes

6.2.1 Zonificación

Dado que los terremotos son impredecibles, su impacto en las estructuras se cuantifica utilizando probabilidades y un periodo de retorno de aproximadamente 475 años. La Norma E.030 (2018) divide el área del Perú en 4 zonas sísmicas y asigna un factor de zona (Z) a cada una de ellas. En orden decreciente, los factores de zona son: 0.45g, 0.35g, 0.25g y 0.10 g.

6.2.2 Perfil de suelo y parámetros de sitio

La norma E.030 reconoce cinco perfiles de suelo (S0, S1, S2, S3, S4) y ofrece un método sencillo para estimar la respuesta de la estructura en dichos perfiles. Además del factor Z, la E.030 utiliza el factor S y los periodos espectrales T_p y T_l para crear el espectro de respuesta elástico para cuatro tipos diferentes de perfil. Las tablas 4 y 5 proporcionan información sobre estos factores.

Tabla 4

Factores de suelo

Zona/ Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Adaptado de E.030 (2018)

Tabla 5

Periodos T_p y T_L

T	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota. Adaptado de E.030 (2018)

6.2.3 Factor de amplificación sísmica

Una estructura elástica con un grado de libertad puede acelerarse hasta cierto punto durante un terremoto, dependiendo tanto de la aceleración que experimente en su base como del periodo fundamental de vibración (T). En la tabla 6 se muestra la relación del factor de amplificación sísmica (C) con el periodo de la estructura.

Tabla 6*Factor de amplificación sísmica*

Periodo (T)	Factor de Amplificación (C)
$T < T_P$	$C=2.5$
$T_P < T < T_L$	$C=2.5\left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T < T_L$	$C=2.5\left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Nota. Adaptado de E.030 (2018)**6.2.4 Categoría de las edificaciones y factor de uso**

La E.030 emplea un factor de importancia o de uso (U) que se entiende como un amplificador de las sollicitaciones debido a la exposición de la estructura frente al sismo para los edificios vitales e importantes en comparación con los edificios ordinarios con el fin de producir un desempeño diferenciado entre las edificaciones. El factor de uso para edificaciones esenciales es 1.50 (categoría A), para edificios importantes 1.30 (categoría B), y para edificios comunes 1.0 (categoría C).

6.3 Sistema estructural y regularidad de las edificaciones**6.3.1 Sistema estructural**

Para el caso de edificios de concreto armado el código considera cuatro tipos de sistemas estructurales: sistema de pórticos ($R_0=8$), dual ($R_0=7$), muros estructurales ($R_0=6$) y muros de ductilidad limitada ($R_0=4$). A excepción de ductilidad limitada, el sistema estructural se define de acuerdo al porcentaje de fuerza cortante en la base del edificio.

6.3.2 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

La norma establece un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) calculado según la ecuación (4), como el coeficiente básico de reducción (R_0) y coeficientes de irregularidad en altura (I_a) y planta (I_p). Los factores de irregularidad de altura y de planta se detallan en la NTP E.030 Diseño sismorresistente.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (4)$$

6.4 Análisis sísmico

6.4.1 Consideraciones generales para el análisis

6.4.1.1 Dirección de las solicitaciones

Según la E.030, para estructuras regulares se puede suponer que las solicitaciones sísmicas actúan independientemente en cada una de las direcciones principales de análisis (dirección global X y Y); para el caso de estructuras irregulares se deben usar las orientaciones que resulten más exigente para el diseño.

6.4.1.2 Modelo para el análisis

La E.030 para los edificios de concreto y albañilería, permite usar las propiedades de las secciones brutas en lugar de hacerlo con las secciones agrietadas y reforzadas. En edificios con diafragmas rígidos la norma permite emplear un modelo de masas concentradas en cada nivel, por tanto, son necesarias sólo tres grados de libertad por piso (dos traslacionales y una rotacional). En cambio para edificios con pisos flexibles se puede considerar que para cada elemento con responsabilidad sísmica actúan solicitaciones en proporción a la masa tributaria que soporta.

6.4.2 Estimación del peso sísmico

Es poco probable que un edificio tenga el 100 % de su carga viva en algún momento de su vida útil y es menos probable aún durante un sismo de 475 años de periodo de retorno. Para el caso de edificaciones de categoría C, el peso sísmico se calcula como el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

6.4.3 Procedimiento de análisis sísmico

La E.030 permite emplear dos procedimientos de análisis sísmico: análisis estático y análisis dinámico modal espectral. Las fuerzas internas deben interpretarse como la resistencia mínima requerida que debe tener cada componente estructural y no como las “fuerzas internas producidas por el sismo”.

6.4.4 Análisis estático

El análisis de fuerzas estáticas equivalentes es un método que supone que las solicitaciones sísmicas laterales actúan en los centros de gravedad de cada nivel, acompañadas de momentos torsores de piso. Las simplificaciones del método más importantes son las siguientes:

- a) Se supone que la masa de todo el edificio corresponde a un único modo fundamental. Esto permite determinar la fuerza cortante de base multiplicando toda la masa por la aceleración espectral que corresponde al periodo fundamental.
- b) La estructura adopta un tipo especial de oscilación lateral durante todo el movimiento que depende únicamente de la altura (h) y de un exponente (k). Esta forma es un modo de vibración sintético que no tiene en cuenta la distribución de masa o rigidez de la estructura específica.
- c) Para estimar el periodo fundamental de vibración se utiliza un análisis traslacional o expresiones muy aproximadas (en función de la altura total). Cuando el periodo fundamental es mayor que el periodo T_p del espectro, el valor así obtenido es menor que el de un análisis modal espacial, lo que conduce a valores más elevados de las fuerzas sísmicas.
- d) Se considera que el efecto de torsión está completamente desacoplado del movimiento de traslación y sólo se integra posteriormente en el modelo utilizando momentos de piso que dependen de la fuerza lateral y de una excentricidad accidental.

6.4.4.1 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base del edificio (V) se calcula según la ecuación (5), notar que es función del peso sísmico (P), de dos factores relacionados con la ubicación (Z y S), un factor relacionado con el uso (U) y dos factores específicos del sistema estructural (factor de amplificación dinámica (C) y factor de reducción (R)).

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) P \quad (5)$$

Donde el cociente de C/R se considera:

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

6.4.4.2 Distribución de fuerza sísmica en altura

La fuerza sísmica lateral en cualquier nivel i, correspondiente a la dirección de análisis, se calcula mediante la expresión (6) y (7):

$$F_i \geq \alpha_i V \quad (6)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (7)$$

Donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección investigada, y n es el número de plantas del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental. El factor $k = 1$ es para estructuras bajas con $T < 0,5$ s; para estructuras con un periodo de vibración mayor a 0,5 s fluctúa entre 1,0 y 2,0.

6.4.4.3 Periodo fundamental de la estructura

Para la presente investigación, el autor no utilizará ninguna de las dos técnicas descritas en la norma E.030, sino que optará por determinar el período fundamental de vibración mediante un análisis modal tridimensional que tenga en cuenta la distribución espacial de masas y rigideces al calcular las fuerzas laterales. Según la norma, deben utilizarse al menos los tres primeros modos dominantes, o tantos como sean necesarios, hasta que la suma de sus masas efectivas alcance el 90% de la masa sísmica total de la estructura.

6.4.4.4 Excentricidad accidental

La norma E.030 estipula que la fuerza aplicada en cada nivel (F_i) debe ir acompañada de un momento torsor igual al producto de F_i por una excentricidad accidental (e_i), con el fin de tener en cuenta un posible cambio en la ubicación del centro de masas o un cambio en las rigideces relativas de los ejes sismorresistentes (cambio en el centro de rigidez). Para calcular esta excentricidad, tome 0,05 de la dimensión del diafragma en la dirección del análisis.

El momento torsor resultante de la excentricidad accidental puede calcularse mediante la ecuación (8).

$$M_{ti} = \pm F_i e_i \quad (8)$$

6.5 Requisitos de rigidez

6.5.1 Determinación de desplazamientos laterales

Según la E.030 los desplazamientos laterales debido al sismo se obtienen multiplicando los resultados obtenidos del análisis lineal con solicitaciones reducidas, por 0.75R para estructuras regulares y por 0.85R para estructuras irregulares.

6.5.2 Desplazamiento lateral relativo admisible

Para estructuras de concreto armado, la deriva máxima en cada entrepiso debe estar dentro de los límites de la ecuación (9), donde h_i es la altura del entrepiso i y Δ_i es el desplazamiento en el régimen inelástico.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007 \quad (9)$$

CAPÍTULO VII: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

7.1 Requisitos de resistencia

Según la E.060 (2009), en todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse que la resistencia de diseño (ϕR_n) sea por lo menos igual a la resistencia requerida (R_u), es decir debe satisfacer la inequación (10):

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

7.1.1 Resistencia requerida

Las solicitaciones de flexión y cortante en vigas se obtendrán mediante la envolvente de todas las combinaciones de carga, para el caso de columnas el diseño por flexo-compresión y verificación por cortante se realizará para cada combinación de carga. Según la E.060 las combinaciones para edificios sometido a cargas gravitacionales y sísmicas son:

- a) Combinación 1: 1.40 CM + 1.70 CV
- b) Combinación 2: 1.25 CM + 1.25 CV + SEX
- c) Combinación 3: 1.25 CM + 1.25 CV + SEY
- d) Combinación 4: 0.90 CM + SEX
- e) Combinación 5: 0.90 CM + SEY

Donde CM es la carga muerta, CV es la carga viva, SEX el sismo estático en dirección X y SEY el sismo estático en dirección Y.

7.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y supuestos de la E.060, multiplicada por los factores de reducción de resistencia (ϕ); debe tomarse como la resistencia de diseño (ϕR_n) en términos de flexión, axial, cortante y torsión.

7.2 Hipótesis fundamentales de diseño por resistencia a flexión y carga axial

7.2.1 Equilibrio y compatibilidad de deformación

- a) En cualquier sección las fuerzas externas deben satisfacer el equilibrio con la resistencia nominal.
- b) Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier-Bernoulli); antes, durante y después de la deformación de la sección. Se supone que la deformación en el concreto y la armadura está directamente relacionada con la distancia al eje neutro. Para calcular la deformación y el esfuerzo correspondiente en la armadura, esta suposición es crucial.

7.2.2 Suposiciones de diseño para el concreto

- a) La deformación unitaria máxima del concreto en la fibra extrema debe ser asumido igual a 0.003.
- b) La resistencia a tracción del concreto debe ignorarse en el cálculo de resistencia a flexión y axial. Se supone que la sección está agrietada en la zona en tracción para el diseño por estado último o diseño a la rotura.
- c) Existe una buena adherencia entre la armadura y el concreto, es decir, en una misma fibra las deformaciones unitarias son iguales en el acero de refuerzo y el concreto.
- d) La curva esfuerzo-deformación del concreto y el acero tendrán formas o tipos de modelos que puedan predecir el comportamiento de un material y representen los ensayos de laboratorio. Para el acero de refuerzo se emplea un modelo elastoplástico y para el concreto se considera una distribución rectangular equivalente de esfuerzos de compresión (modelo de Whitney)

7.3 Diseño de viga por flexión

La sección rectangular es la más básica y popular utilizada en el diseño de estructuras de concreto reforzado. Esto se debe a que la metodología de diseño es relativamente sencilla, a la simplicidad de los detalles de refuerzo y a la forma del encofrado.

7.3.1 Análisis de sección simplemente reforzada

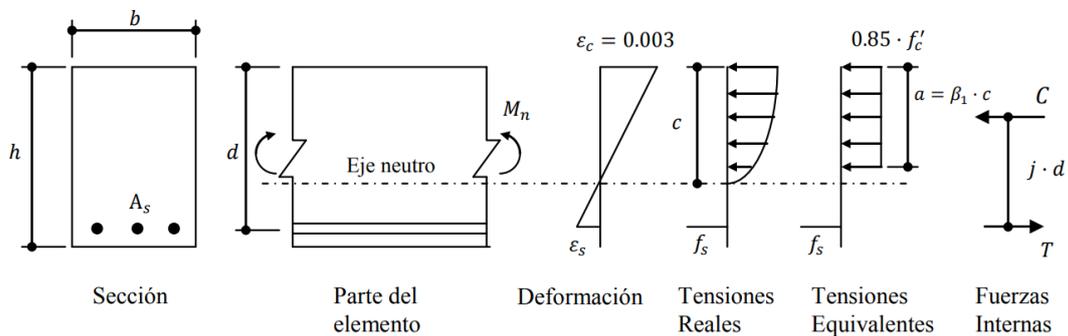
Debido a la forma del diagrama de momentos flectores, la armadura se sitúa en la cara inferior o superior con un área de acero (A_s). En la figura 43 se analiza una sección rectangular simplemente reforzada de base b y altura h . Basado en las hipótesis de diseño se observa que la distribución real de esfuerzos (forma parabólica) se reemplaza por una distribución equivalente de forma rectangular. El bloque rectangular de esfuerzos de

compresión tiene una intensidad $0.85f'_c$ y profundidad $a = \beta_1 c$, la ubicación del eje neutro (c) se relaciona con la profundidad del bloque de compresión equivalente de Whitney y el parámetro β_1 .

Para resistencias cilíndrica a compresión del concreto (f'_c) entre 175 y 280 kg/cm², $\beta_1 = 0,85$. Si el f'_c es mayor o igual a 560 kg/cm², $\beta_1 = 0,65$. Para f'_c entre 280 y 560 kg/cm² se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

Figura 43

Análisis de una sección rectangular



Nota. Córdoba (2015)

Del diagrama de esfuerzos equivalentes se tiene; la fuerza resultante del esfuerzo de compresión $C = 0.85f'_c ab$ y la fuerza resultante de esfuerzos de tracción en el acero (si el acero fluye) $T = A_s f_y$. La distancia entre fuerzas $j \cdot d = d - a/2$. Realizando el equilibrio en la sección y despejando a obtenemos la ecuación (11).

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (11)$$

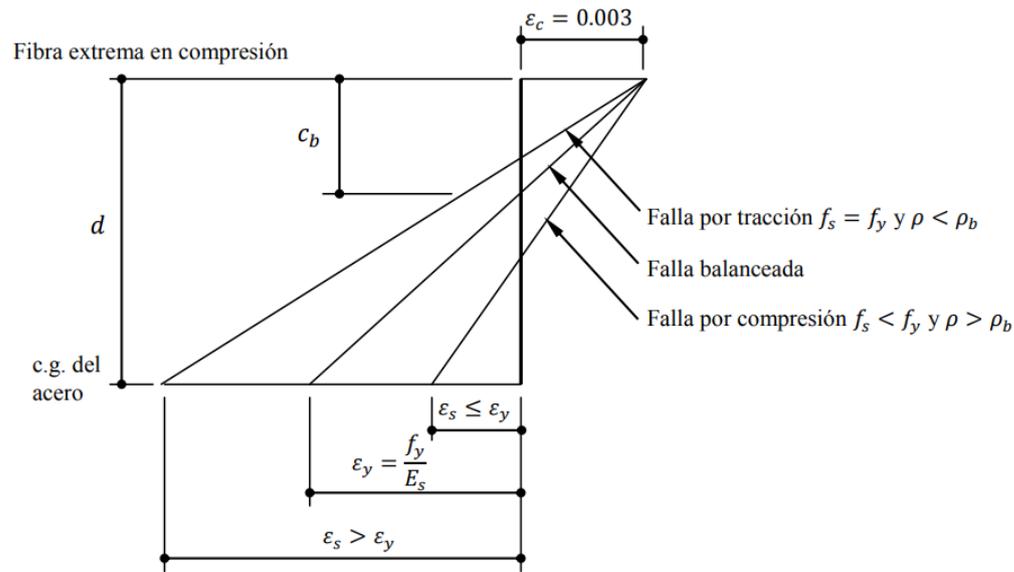
De esta manera, la resistencia nominal a la flexión (M_n), está determinada por la ecuación (12).

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (12)$$

Es fundamental tener en cuenta la forma de falla de la sección para calcular la capacidad a flexión o la resistencia de diseño de una viga. Según la cantidad de acero A_s en la sección transversal, la figura 44 ilustra tres formas diferentes de fallas por flexión: tracción, compresión y balanceada.

Figura 44

Tipos de falla de una sección de concreto armado



Nota. Córdova (2015)

7.3.1.1 Falla dúctil o por tracción

El refuerzo alcanzará su límite elástico f_y antes de que el concreto alcance su máxima resistencia a la compresión cuando la cantidad de acero en la sección sea inferior a la cantidad balanceada (subreforzada). Si el acero presenta un comportamiento elastoplástico, la fuerza de tracción $T = A_s f_y$ en las barras permanecerá constante para cualquier aumento de la carga del elemento.

7.3.1.2 Falla frágil o por compresión

Cuando la sección está sobrerreforzada (tiene más acero que la cuantía balanceada), el concreto alcanzará su límite antes de que el acero fluya ($f_s < f_y$), impidiendo que el esfuerzo de tensión en el acero aumente hasta su límite elástico. La falla es frágil ya que el elemento no experimenta grandes deflexiones antes de su colapso.

7.3.1.3 Falla balanceada

Ocurre cuando hay una cantidad específica de armadura en la sección, tanto el concreto como el acero de refuerzo superan simultáneamente sus capacidades. La profundidad del bloque de compresión balanceado (a_b) se muestra en la ecuación (13), la cual se deriva de la figura 44. Se emplea el principio de semejanza de triángulos para obtener la curvatura de la sección, donde el peralte efectivo (d) se determina en el centro de gravedad de las barras de acero.

$$\text{Deformación de fluencia del acero:} \quad \varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\text{Deformación unitaria del concreto:} \quad \varepsilon_c = 0.003$$

$$\text{De la curvatura de la sección:} \quad c_b = \frac{\varepsilon_c \cdot d}{\varepsilon_c + \varepsilon_d}$$

$$\text{Para } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } E_s = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2: \quad c_b = \frac{0.003d}{0.0051}$$

$$\text{Profundidad } a_b: \quad a_b = \beta_1 c_b$$

$$a_b = \beta_1 \cdot \frac{0.003}{0.0051} \cdot d \quad (13)$$

Ademas, la falla balanceada de una sección puede escribirse como una cuantía balanceada realizando algunas operaciones algebraicas. En la ecuación (14) se expresa la cuantía balanceada para armadura de refuerzo distribuido en dos o mas capas y en la ecuación (15) para armadura colocado en una capa ($d_t = d$). La profundidad d_t se calcula para la deformación unitaria neta de tracción en el acero mas alejado del borde comprimido de la sección.

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$\frac{a}{\beta_1 d_t} = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1 d_t} = \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\frac{\rho_b f_y d}{0.85 f'_c \beta_1 d_t} = \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1 d_t}{f_y d} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (14)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (15)$$

7.3.2 Diseño de vigas rectangulares

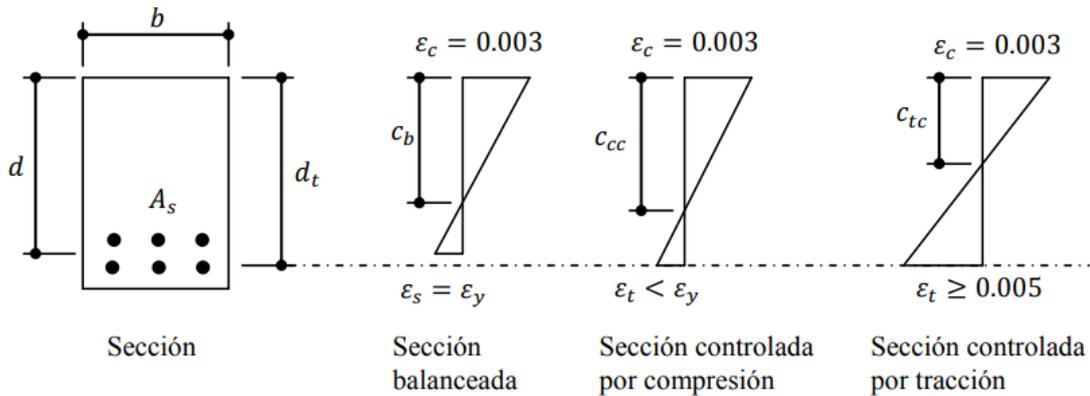
Para el cálculo de la capacidad a flexión, la resistencia nominal se reduce multiplicando un factor de reducción de resistencia ϕ a la ecuación (12) para obtener la siguiente expresión.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (16)$$

Aunque el código ACI 318 adoptó en 2002 un nuevo procedimiento que integra mejor el comportamiento de los elementos sometidos a esfuerzos axiales ya sea por flexión, compresión axial o ambos, el código peruano E.060 (2009) sigue teniendo en cuenta el factor $\phi = 0.9$ para los elementos sometidos a flexión sin carga axial o donde $P_u \leq 0.10 f_c A_g$. El factor ϕ (que cambia dependiendo de ε_t) debe ser ajustado para un refuerzo específico colocado en la sección si el modo de falla dúctil no siempre puede ser asegurado. En la figura 46 se muestra la variación del factor de reducción de resistencia en base a la deformación unitaria neta.

Figura 45

Diagrama de deformaciones unitarias de tipos de falla

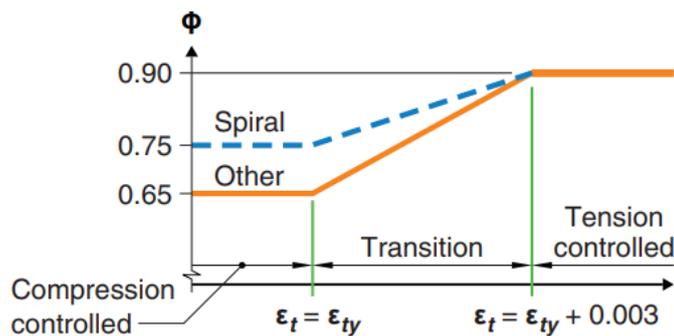


Nota. Córdova (2015)

En función de la deformación neta a tracción (ϵ_t), calculada para la fila de aceros más próxima a la cara de tracción en el momento de la rotura, una sección de concreto reforzado puede fallar de una de las tres formas mostradas en la figura 45. Por tanto, una sección puede presentar una falla controlada por tracción ($\epsilon_t \geq 0.005$), compresión ($\epsilon_t < \epsilon_y$) o transición ($\epsilon_y \leq \epsilon_t < 0.005$). Para acero con esfuerzo de fluencia típica en Perú de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ puede asumirse el límite de deformación neta para una falla controlado por compresión $\epsilon_y = 0.002$.

Figura 46

Variación de ϕ con la deformación neta del refuerzo extremo en tracción



Nota. ACI 318 (2019)

El código ACI 318 (2019) para secciones en transición establece para ϕ una transición lineal en elementos con estribos estándar de 0,9 a 0,65. La fluctuación del factor ϕ , teniendo en cuenta el tipo de refuerzo transversal que tiene el elemento, se representa gráficamente en la figura 46.

El diseño tradicional de una sección (encontrar el A_s) requiere de un proceso iterativo de cálculo pues al despejar la ecuación (11) observamos que se debe calcular la ecuación (10) y notamos que la variable conocida es A_s , es común asumir un valor de A_s e iterar hasta converger en una solución. Al resolver una ecuación cuadrática, es factible disminuir el número de iteraciones necesarias para converger el área de acero requerido.

Sabemos que: $M_u \leq \phi M_n$

Diseño más económico: $M_u = \phi M_n$

Se asume que el acero fluye: $f_s = f_y$

Reemplazando en la ecuación (11) se tiene: $M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

Se reemplaza la ecuación (11) en el paso anterior y se resuelve la ecuación de segundo grado para obtener la expresión mostrado en la ecuación (17). La expresión se emplea para el diseño por flexión (determinar el A_s) donde se conoce las dimensiones de la sección, momento ultimo y las propiedades del material:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

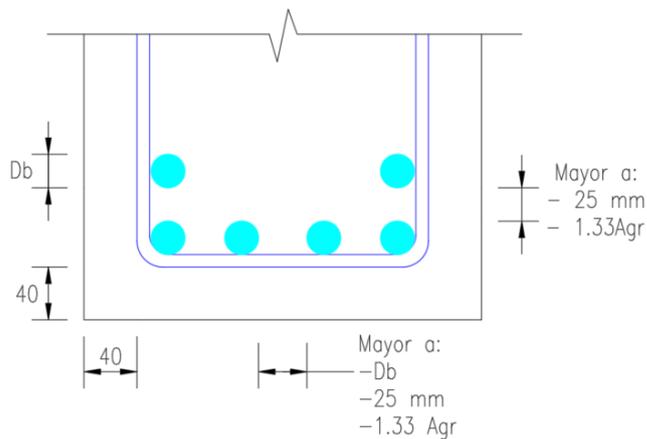
$$\frac{\phi f_y^2}{1.7 f'_c b} A_s^2 - \phi f_y d A_s + M_u = 0$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f'_c b d^2}} \right] \quad (17)$$

El valor de ϕ y la tensión f_s en el acero deben suponerse para resolver la ecuación de segundo grado, por lo que, una vez elegida el área del acero, debe realizarse la verificación correspondiente para confirmar o alterar los valores supuestos para estos dos parámetros. El diseñador además debe garantizar que la cantidad y diámetro de acero colocado cumpla los límites de espaciamiento del refuerzo según el ítem 7.6 de E.060 (2009), las que se resumen gráficamente en la figura 47.

Figura 47

Recubrimiento y separación mínima entre barras para vigas



Nota. Elaboración propia

Alternativamente a la ecuación (17), para el diseño más económico de una sección ($M_u = \phi M_n$) se iguala la ecuación (12) al momento ultimo (M_u) proveniente de las combinaciones de carga para obtener la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (18)$$

Donde la variable a se obtiene luego de multiplicar a ambos miembros de la ecuación (17) por $f_y/0.85f'_c b$ y realizar un procedimiento algebraico que resulta en la ecuación (19). Se ejecuta el reemplazo de las ecuaciones y se obtiene el acero requerido para una geometría determinada y momento actuante.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85f'_c b}} \quad (19)$$

Para el análisis a flexión de una sección (conociendo el A_s colocado) o el procedimiento para predecir la resistencia de diseño a flexión de vigas de concreto simplemente reforzadas se calcula mediante la ecuación (20).

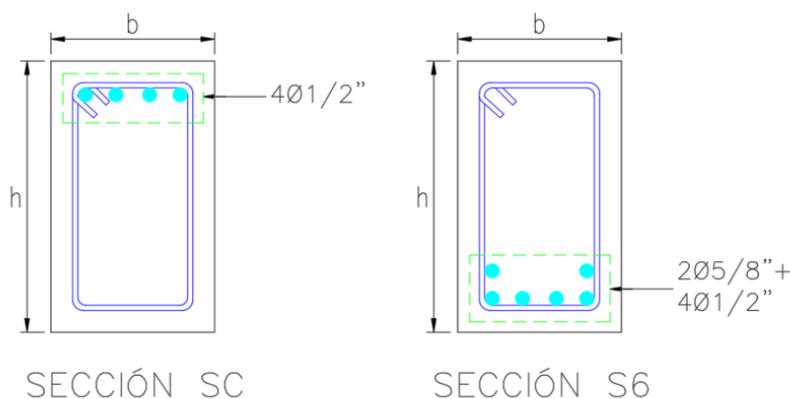
$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \right) \quad (20)$$

Por otro lado, para programar el algoritmo de diseño de vigas simplemente reforzada se realizó una combinación de 76 arreglos diferentes de barras de diámetros nominales de 1/2" hasta 1", considerando anchos de vigas entre 25 y 50 cm para uno y dos capas de refuerzo. En la tabla 7 y 8 se observa en la columna A_s el área nominal de acero colocado compatible con los límites de recubrimiento y separación mínima indicado en la figura 47, así como el empleo de criterios constructivos de armado.

Por ejemplo, en el caso hipotético de diseño de una viga de base 25 cm y momento negativo, el algoritmo implementado selecciona del grupo denominado SC donde la sección presenta un arreglo de 4Ø1/2", se observa en la tabla 7 que dicha sección presenta un área de acero colocado de 5.16 cm² distribuido en una capa de refuerzo, Otro caso podría resultar en que para una viga de base 30 cm solicitado para un momento positivo el algoritmo selecciona del grupo S6 el arreglo 2Ø5/8"+4Ø1/2", de la tabla 8 se visualiza que el área total de acero colocado es 3.98 cm² distribuido en dos capas. En la figura 48 se observa el detallamiento de la armadura de los ejemplos citados.

Figura 48

Arreglo de armadura por flexión de grupo de sección SC y S6



Nota. Elaboración propia

Tabla 7*Armadura de secciones típicas de vigas simplemente reforzadas 01 de 02*

Grupo	Arreglo	As (cm ²)	Numero de capas en función de la base b (cm)					
			25	30	35	40	45	50
SA	2Ø1/2"	2.58	1	1	1	1	1	1
	2Ø5/8"	3.98	1	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"	5.68	1	1	1	1	1	1
	2Ø1"	10.2	1	1	1	1	1	1
SB	3Ø1/2"	3.87	1	1	1	1	1	1
	3Ø5/8"	5.97	1	1	1	1	1	1
	3Ø3/4"	8.52	1	1	1	1	1	1
	3Ø1"	15.3	1	1	1	1	1	1
SC	4Ø1/2"	5.16	1	1	1	1	1	1
	4Ø5/8"	7.96	1	1	1	1	1	1
	4Ø3/4"	11.36	2	1	1	1	1	1
	4Ø1"	20.4	2	1	1	1	1	1
SD	5Ø1/2"	6.45	2	1	1	1	1	1
	5Ø5/8"	9.95	2	1	1	1	1	1
	5Ø3/4"	14.2	2	1	1	1	1	1
	5Ø1"	25.5	2	2	1	1	1	1
SE	6Ø1/2"	7.74	2	2	1	1	1	1
	6Ø5/8"	11.94	2	2	1	1	1	1
	6Ø3/4"	17.04	0	2	1	1	1	1
	6Ø1"	30.6	0	2	2	1	1	1
S3	1Ø5/8"+2Ø1/2"	1.99	1	1	1	1	1	1
	2Ø5/8"+1Ø1/2"	3.98	1	1	1	1	1	1
	1Ø3/4"+2Ø1/2"	2.84	1	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"+1Ø1/2"	5.68	1	1	1	1	1	1
	1Ø3/4"+2Ø5/8"	2.84	1	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"+1Ø5/8"	5.68	1	1	1	1	1	1
	1Ø1"+2Ø3/4"	5.1	1	1	1	1	1	1
	2Ø1"+1Ø3/4"	10.2	1	1	1	1	1	1
S4	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1.99	1	1	1	1	1	1
	2Ø5/8"+2Ø1/2"	3.98	1	1	1	1	1	1
	3Ø5/8"+1Ø1/2"	5.97	1	1	1	1	1	1
	1Ø3/4"+3Ø1/2"	2.84	1	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"+2Ø1/2"	5.68	1	1	1	1	1	1
	3Ø3/4"+1Ø1/2"	8.52	1	1	1	1	1	1
	1Ø3/4"+3Ø5/8"	2.84	1	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"+2Ø5/8"	5.68	1	1	1	1	1	1
	3Ø3/4"+1Ø5/8"	8.52	1	1	1	1	1	1
	1Ø1"+3Ø3/4"	5.1	2	1	1	1	1	1
	2Ø1"+2Ø3/4"	10.2	2	1	1	1	1	1
	3Ø1"+1Ø3/4"	15.3	2	1	1	1	1	1

Nota. Elaboración propia

Tabla 8*Armadura de secciones típicas de vigas simplemente reforzadas 02 de 02*

Sección	Arreglo	As (cm ²)	Numero de capas en función de la base b (cm)					
			25	30	35	40	45	50
S5	1Ø5/8"+4Ø1/2"	1.99	2	1	1	1	1	1
	2Ø5/8"+3Ø1/2"	3.98	2	1	1	1	1	1
	3Ø5/8"+2Ø1/2"	5.97	2	1	1	1	1	1
	4Ø5/8"+1Ø1/2"	7.96	2	1	1	1	1	1
	1Ø3/4"+4Ø1/2"	2.84	2	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"+3Ø1/2"	5.68	2	1	1	1	1	1
	3Ø3/4"+2Ø1/2"	8.52	2	1	1	1	1	1
	4Ø3/4"+1Ø1/2"	11.36	2	1	1	1	1	1
	1Ø3/4"+4Ø5/8"	2.84	2	1	1	1	1	1
	2Ø3/4"+3Ø5/8"	5.68	2	1	1	1	1	1
	3Ø3/4"+2Ø5/8"	8.52	2	1	1	1	1	1
	4Ø3/4"+1Ø5/8"	11.36	2	1	1	1	1	1
	1Ø1"+4Ø3/4"	5.1	2	2	1	1	1	1
	2Ø1"+3Ø3/4"	10.2	2	2	1	1	1	1
	3Ø1"+2Ø3/4"	15.3	2	2	1	1	1	1
	4Ø1"+1Ø3/4"	20.4	2	2	1	1	1	1
S6	1Ø5/8"+5Ø1/2"	1.99	0	2	1	1	1	1
	2Ø5/8"+4Ø1/2"	3.98	2	2	1	1	1	1
	3Ø5/8"+3Ø1/2"	5.97	2	2	1	1	1	1
	4Ø5/8"+2Ø1/2"	7.96	2	2	1	1	1	1
	5Ø5/8"+1Ø1/2"	9.95	2	2	1	1	1	1
	1Ø3/4"+5Ø1/2"	2.84	2	2	1	1	1	1
	2Ø3/4"+4Ø1/2"	5.68	2	2	1	1	1	1
	3Ø3/4"+3Ø1/2"	8.52	2	2	1	1	1	1
	4Ø3/4"+2Ø1/2"	11.36	0	2	1	1	1	1
	5Ø3/4"+1Ø1/2"	14.2	0	2	1	1	1	1
	1Ø3/4"+5Ø5/8"	2.84	2	2	1	1	1	1
	2Ø3/4"+4Ø5/8"	5.68	2	2	1	1	1	1
	3Ø3/4"+3Ø5/8"	8.52	2	2	1	1	1	1
	4Ø3/4"+2Ø5/8"	11.36	0	2	1	1	1	1
	5Ø3/4"+1Ø5/8"	14.2	0	2	1	1	1	1
	1Ø1"+5Ø3/4"	5.1	0	2	1	1	1	1
2Ø1"+4Ø3/4"	10.2	0	2	2	1	1	1	
3Ø1"+3Ø3/4"	15.3	0	2	2	1	1	1	
4Ø1"+2Ø3/4"	20.4	0	2	2	1	1	1	
5Ø1"+1Ø3/4"	25.5	0	2	2	1	1	1	

Nota. Elaboración propia

7.3.3 Cuantía límite de acero

7.3.3.1 Cuantía mínima

Según la E.060 (2009) la cuantía mínima de acero por flexión en cualquier sección se calcula mediante:

$$\rho_{min} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (21)$$

El código peruano no indica las suposiciones para llegar a demostrar la ecuación anterior, pero es posible llegar a dicha expresión para un momento último (M_u) igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}), luego asumir que el brazo de palanca $j d = 0.95d$ y la altura de la sección $h = 1.1d$.

7.3.3.2 Cuantía máxima

Según la E.060 (2009) la cuantía máxima por flexión en cualquier sección es igual a la siguiente ecuación:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \quad (22)$$

Alternativamente a la ecuación anterior el refuerzo límite puede expresarse como el área de acero máximo en función de la profundidad máxima del bloque de compresión equivalente balanceado como se muestra en la siguiente ecuación.

$$A_{s_{max}} = 0.75 \left(\frac{a_b 0.85 f'_c b}{f_y} \right) \quad (23)$$

La E.060 (2009) y el ACI 318 (2019) limita la deformación neta de tracción a 0.004, el efecto de esta limitación es garantizar un comportamiento dúctil a nivel de sección en el momento de la rotura. Es posible demostrar que para $\epsilon_s = 0.004$ el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.81$ y la cuantía máxima $\rho = 0.73\rho_b$. Como se puede notar la cuantía máxima tanto para el ACI 318 (2019) y E.060 (2009) son prácticamente las mismas con un error menor a 3%, además considerar $\phi = 0.90$ como lo hace la E.060 podría tener un error máximo del 11% en el factor de seguridad.

7.3.4 Longitud de desarrollo

Dado que el concreto reforzado es un material compuesto (concreto y acero), es crucial que los dos componentes tengan una eficiente adherencia.

La norma ACI 318 sustituye el concepto de esfuerzo de adherencia por longitud de desarrollo, ya que la tensión real de adherencia cambia a lo largo de la barra en la zona de tracción. La longitud más pequeña de una barra en la que el esfuerzo puede pasar de cero al esfuerzo de fluencia f_y se conoce como longitud de desarrollo (l_d).

En el ítem 25.4.2.4a ACI 318 (2019), expresado en el sistema mks, se presenta la ecuación más precisa de longitud de desarrollo de barras corrugadas en tracción:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s\Psi_g}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} \right) d_b \geq 30 \text{ (cm)} \quad (24)$$

Donde:

$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5$ para prevenir la falla por pérdida de adherencia

d_b = Diámetro de la barra (cm)

λ = Factor por uso de concreto ligero

Ψ_t = Factor por localización de la barra

Ψ_e = Factor por protección epóxica

Ψ_s = Factor por diámetro de la barra

Ψ_g = Factor por grado del refuerzo

k_{tr} = Índice de refuerzo transversal

c_b = El menor valor de:

*La menor distancia de la superficie de concreto al centro de gravedad de la barra a ser desarrollada

*La mitad de la distancia entre centros de gravedad de barras a ser desarrolladas

Dado que c_b y K_{tr} pueden variar a lo largo del elemento, suele ser muy difícil emplear la ecuación anterior en el diseño; por lo tanto, en su lugar se utilizan valores límite inferiores de estas dos variables.

7.3.4.1 Barra recta en tracción

Para simplificar el cálculo de la longitud de desarrollo de barras en tracción, el código ACI 318 (2019) en la tabla 25.4.2.3 presenta dos situaciones o casos que depende del espaciamiento libre de las barras, del recubrimiento mínimo y de la existencia de refuerzo transversal (estribos) en la zona de la longitud de desarrollo. En la tabla 9 y 10 se muestran expresiones simples y útiles de longitud de desarrollo en función del diámetro de la barra para resistencias a la compresión de concreto típicos, se considera: concreto de peso específico normal, armadura sin protección epóxica y acero con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm². Para diseños donde el recubrimiento del acero longitudinal es mayor a d_b y el espaciamiento entre ellos es mayor a d_b o $2d_b$ usar la primera fila de las tablas (caso 1 o 2).

Tabla 9

Longitud de desarrollo para barra horizontal en peralte menor a 30 cm

Casos de espaciamiento y recubrimiento	$d_b \leq 3/4"$			$d_b > 3/4"$		
	f'c (kg/cm ²)			f'c (kg/cm ²)		
	210	280	350	210	280	350
1 o 2	44. d_b	38. d_b	34. d_b	55. d_b	47. d_b	42. d_b
Otros	66. d_b	57. d_b	51. d_b	83. d_b	72. d_b	64. d_b

Nota. Elaboración propia

Tabla 10

Longitud de desarrollo para barra horizontal en peralte mayor a 30 cm

Casos de espaciamiento y recubrimiento	$d_b \leq 3/4"$			$d_b > 3/4"$		
	f'c (kg/cm ²)			f'c (kg/cm ²)		
	210	280	350	210	280	350
1 o 2	57. d_b	49. d_b	44. d_b	71. d_b	62. d_b	55. d_b
Otros	86. d_b	74. d_b	66. d_b	108. d_b	72. d_b	64. d_b

Nota. Elaboración propia

7.3.4.2 Barra en tracción con gancho estándar

La ecuación para la longitud de desarrollo con gancho (l_{dh}) según el ítem 25.4.3.1 ACI 318 (2019) es la siguiente:

$$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \geq 8d_b \geq 15 \text{ (cm)} \quad (25)$$

Donde:

d_b = Diámetro de la barra (cm)

λ = Factor por uso de concreto ligero

Ψ_e = Factor por protección epóxica de la barra

Ψ_r = Factor por confinamiento

Ψ_o = Factor por localización

Ψ_c = Factor por resistencia del concreto

En la tabla 11 se muestran las longitudes de desarrollo de barras en tracción con gancho estándar para resistencias a compresión de concreto típicos en proyectos de edificaciones, se considera: concreto de peso específico normal, armadura sin protección epóxica, factor por resistencia del concreto variable, factor por confinamiento y localización igual a 1. La longitud del gancho mínimo es 12db.

Tabla 11

Longitud de desarrollo con gancho estándar

db		f'c (kg/cm ²)		
in	cm	210	280	350
3/8	0.95	15	15	15
1/2	1.27	15	15	15
5/8	1.59	20	19	18
3/4	1.91	27	25	24
1	2.54	41	38	37
1 3/8	3.49	66	62	59

Nota. Elaboración propia

En la sección 25.4.10 de ACI 318 (2019) se permite multiplicar l_d por el factor (As requerido / As colocado). Esta reducción tiene en cuenta el escenario en el que un elemento sometido a flexión tiene más refuerzo del necesario. Cuando la barra tiene responsabilidad sísmica o presenta gancho no se permite aplicar la reducción.

7.3.5 Corte y desarrollo de barras en vigas

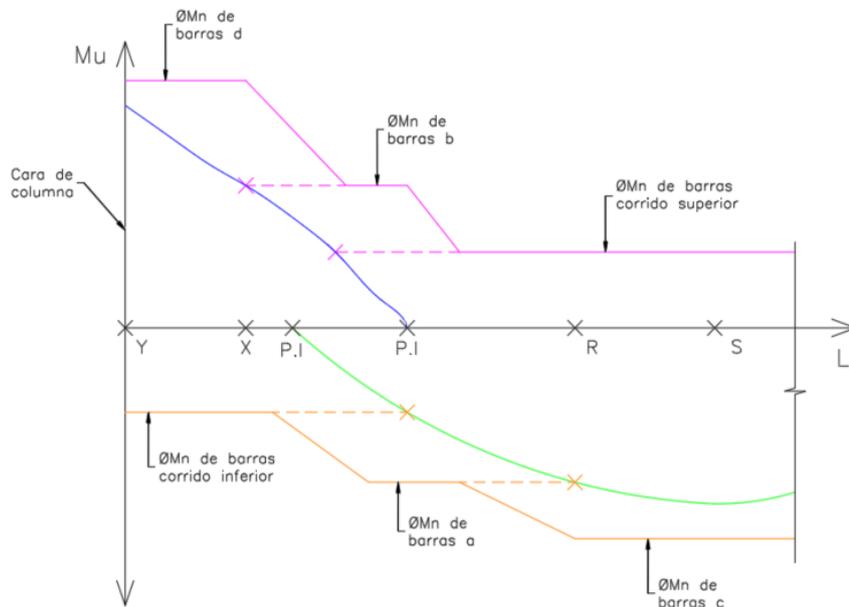
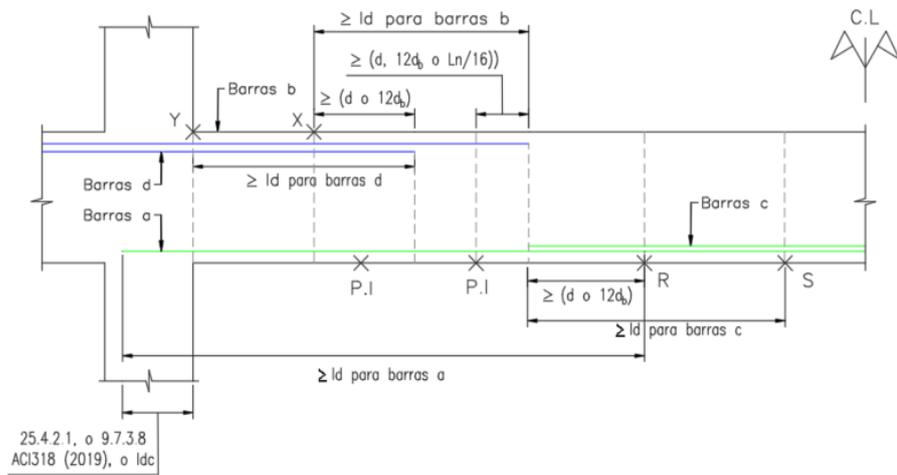
El proceso de corte de barras busca minimizar el uso de acero dentro de la longitud libre del elemento basándose en el diagrama de momento flector y considerando la longitud de desarrollo de las barras. Es evidente que mientras que la envolvente para cargas sísmicas tiene una forma lineal como un "corbatín", la envolvente de momento flector (demanda) para cargas de gravedad es una curva de segundo grado. Puede haber secciones a lo largo de la viga en las que haya más barras que en otras, lo que dará lugar a diferentes capacidades de flexión (ϕMn), como se muestra en un diagrama de momento nominales de diseño (resistencia).

La figura 49 representa la región de un vano de una viga continua perteneciente a un pórtico de concreto armado junto con la envolvente de momento flector. Dos grupos de barras etiquetadas como "b" y "d" se considera que toman el momento negativo en el apoyo mientras que "a" y "c" se ve que toman el momento positivo. Notar que en algunas secciones se observa que se producen cortes de las barras.

Se puede notar dos puntos característicos de la curva, si se supone que cada grupo de barras resiste una porción o fracción específica del momento. Un punto correspondiente a la sección donde un grupo de barras debe desarrollar la resistencia a fluencia (máxima), y otro punto a partir del cual la barra es teóricamente innecesaria. En el caso de la figura 33, el punto Y representa la zona donde las barras adicionales (bastones) "d" deben desarrollar su esfuerzo máximo o resistencia total (cara de la columna). En la región del diagrama de momentos negativos, desde el punto X y hacia la dirección de la mitad del vano, las barras "d" no serían necesarias. En otras palabras, las barras "d" empiezan a ser imprescindibles (con una resistencia gradualmente creciente) de X a Y (en dirección donde crece el momento), y en Y se hacen completamente necesarias. El grupo de barras "b" (otro nivel de bastones o acero corrido) debe alcanzar su resistencia máxima en X, continuando en la zona de momentos negativos (hacia la derecha), y dejar de ser necesario a partir de la sección donde el momento se hace nulo (punto de inflexión o P.I.).

Figura 49

Corte y desarrollo de barras en vigas



Nota. Elaboración propia

El grupo de barras "a" y "c" que debe tomar los momentos positivos puede justificarse utilizando una lógica similar. El punto S denota la sección del vano donde las barras adicionales (bastón) "c" deben experimentar su resistencia total. Las barras "c" no serían necesarias en esa región del diagrama de momentos positivos, que se extiende desde R y hacia la cara del apoyo. Las barras "c" se hacen necesarias (con resistencias crecientes) desde R hacia S (hacia donde se incrementa el momento), y en S se hacen completamente necesarias. En R, el grupo de barras "a" (otro nivel de bastones o acero corrido) debe adquirir su mayor resistencia a medida que continúan en la zona de momento positivo (hacia la izquierda), y dejar de ser necesario a partir de la sección donde el momento se hace cero.

7.4 Diseño de viga por cortante

Los esfuerzos de tracción diagonal (tensión diagonal) son los que producen la mayoría de las fallas por cortante. Falla por tensión diagonal viene a ser el término correcto para describir la falla por corte de elementos de concreto con armadura de refuerzo.

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación (26), donde la resistencia nominal a cortante se calcula mediante la ecuación (27).

$$V_u \leq \phi V_n \quad (26)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (27)$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal a cortante en una dirección

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.75)

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección

V_c = Fuerza de corte proporcionada por el concreto

V_s = Fuerza de corte proporcionado por los estribos

7.4.1 Esfuerzo cortante en vigas de concreto

Las deformaciones y esfuerzo (o tensiones) en cada sección puede determinarse utilizando las siguientes ecuaciones para materiales elásticos y homogéneos:

$$\text{Esfuerzo por corte: } \nu = \frac{VQ}{Ib}$$

$$\text{Esfuerzo por flexión: } f = \frac{My}{I}$$

Donde:

V = Fuerza cortante

Q = Momento estático alrededor del eje neutro

I = Momento de inercia de la sección alrededor del eje neutro

b = Ancho de la sección donde se determina el esfuerzo de corte

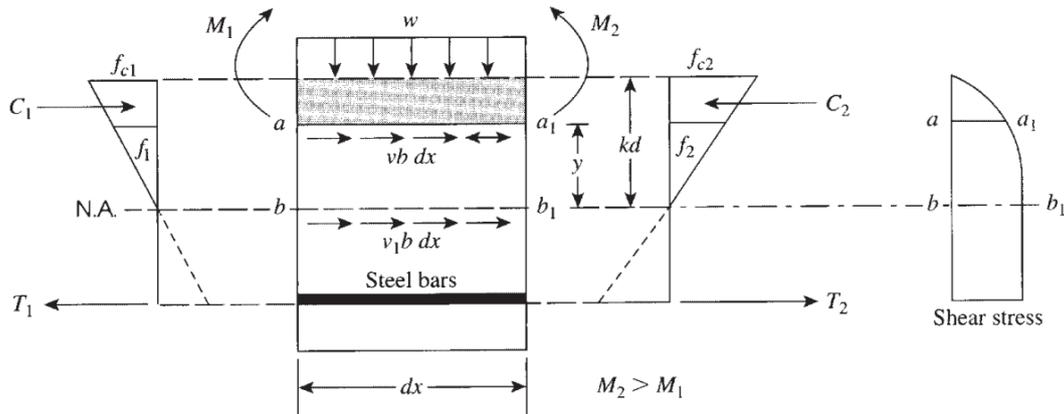
M = Momento flector

y = Distancia desde el eje neutro a la fibra en evaluación

El máximo esfuerzo cortante en secciones rectangulares se encuentra en el eje neutro y es igual a $1.5v_{prom}$, donde $v_{prom} = V/bh$. Para una viga de concreto reforzado, la distribución del esfuerzo cortante sobre el eje neutro es una curva parabólica. Por debajo del eje neutro, el esfuerzo cortante máximo se mantiene hasta el nivel del acero a tracción, porque no hay cambio en la fuerza de tracción hasta este punto y se desprecia el concreto en tracción. El esfuerzo cortante debajo del acero a tensión es cero.

Figura 50

Fuerzas y esfuerzos a lo largo de un elemento diferencial de viga

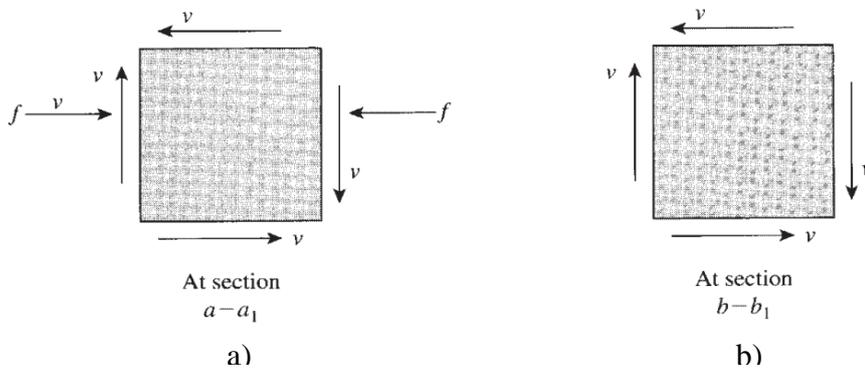


Nota. Nadim & Akthem (2015)

En la figura 50 se muestra un elemento diferencial de una parte de viga. Como $M_2 > M_1$ y para mantener el equilibrio de la porción de viga, la fuerza de compresión C_2 debe ser mayor que C_1 . En consecuencia, se desarrolla un esfuerzo cortante v a lo largo de cualquier sección horizontal. Los esfuerzos normal y cortante en un elemento pequeño en las fibras $a-a_1$ y $b-b_1$ se muestran en la figura 51. Observe que el esfuerzo normal al nivel del eje neutro $b-b_1$ es cero, mientras que el esfuerzo cortante es máximo.

Figura 51

a) Esfuerzos en fibras en compresión b) Esfuerzo cortante en eje neutro

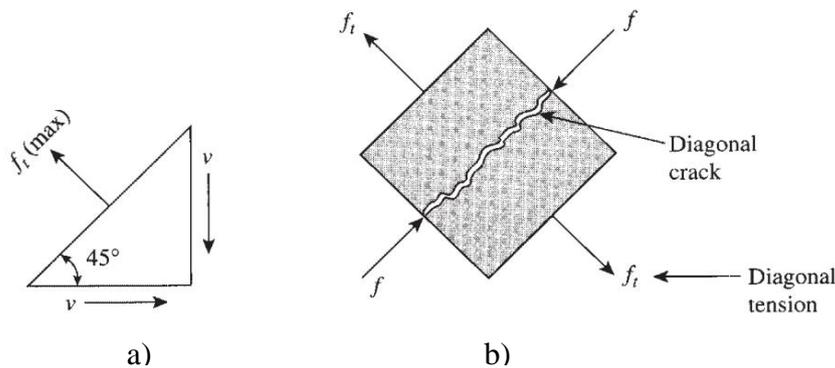


Nota. Nadim & Akthem (2015)

Cuando el esfuerzo normal f es cero, puede ocurrir un caso de cortante puro. En este caso, el esfuerzo de tensión máximo $f_{t,max}$ actúa a 45° . Los esfuerzos de tracción son equivalentes a los esfuerzos principales, como se muestra en la figura 52. Estos esfuerzos principales se denominan tradicionalmente esfuerzo de tracción diagonal. Cuando los esfuerzos de tensión diagonal alcanzan la resistencia a la tracción del hormigón, se desarrolla una fisura diagonal.

Figura 52

a) Cortante puro b) Tensión diagonal



Nota. Nadim & Akthem (2015)

De la figura 50 se tiene un elemento infinitesimal de longitud dx sometida a una carga uniforme w con sección transversal b_w y altura útil d . Notar las siguientes igualdades:

Fuerza de compresión en j: $C_2 = C_1 + d_c$

Fuerza de tracción en j: $T_2 = T_1 + d_T$

Para de fuerzas normales en la sección i: $C_1 = T_1$

Para de fuerzas normales en la sección j: $C_1 + d_c = T_1 + d_T$

Fuerza cortante en la sección i: $V_i = V$

Fuerza cortante en la sección j: $V_j = V - w \cdot dx$

Tomando momentos con relación al centro $dx/2$ y siendo z el brazo de palanca del par resistente se tiene:

$$V \cdot dx = d_M = d_T \cdot z$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales: $d_T = v(b_w \cdot d_x)$

Donde $b_w \cdot d_x$ es el área donde actúa v , sustituyendo las dos ecuaciones anteriores tenemos:

$$V \cdot dx = v(b_w \cdot d_x) \cdot z$$

$$v = \frac{V}{b_w z}$$

Y siendo $z = jd \approx d$, resulta la ecuación (1)

$$v = \frac{V}{b_w jd} \approx \frac{V}{b_w d} \quad (28)$$

La ecuación (28) es el esfuerzo cortante unitario debido a la fuerza de corte V , también dicho esfuerzo puede obtenerse empleando la ecuación general de esfuerzo por corte. El código E.060 y ACI 318 despeja V de la ecuación (29) e igual a un valor experimental para calcular el cortante proporcionado por el concreto.

7.4.2 Resistencia al corte proporcionado por el concreto

Según numerosos resultados de ensayos experimentales, la resistencia al cortante unitario del concreto puede predecirse como una función de la raíz cuadrada de f'_c . En la tabla 22.5.5.1 del ACI 318 (2019) para $A_v \geq A_{v,min}$ la resistencia a corte proporcionado por el concreto para miembros no preesforzados se emplea cualquiera de las dos ecuaciones (29) o (30).

$$V_c = \left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (29)$$

$$V_c = \left(2.1\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (30)$$

Donde:

ρ_w = Ratio de A_s para $b_w d$, calculado como la suma de áreas de barras longitudinales ubicadas a más de dos tercios del peralte total del elemento

N_u = Fuerza axial, positivo para compresión y negativo para tracción.

A_g = Area gruesa de la sección transversal

V_c no puede ser tomado mayor que: $1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$

$\frac{N_u}{6A_g}$ no puede ser tomado mayor que: $0.05 f'_c$

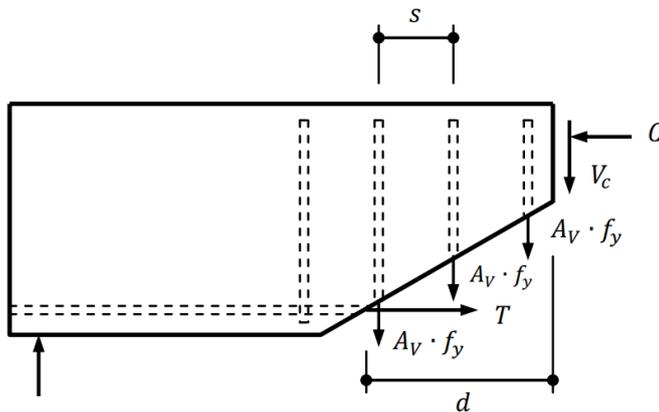
7.4.3 Estados límite de falla por corte de vigas con estribos en el alma

7.4.3.1 Falla debido a la fluencia de los estribos

Debido al proceso constructivo y horas hombre adicionales necesarios para habilitar estribos inclinados, actualmente se prefieren los estribos verticales. Naturalmente, los diseñadores especifican los estribos verticales de manera perpendicular al eje de la viga, el diagrama de cuerpo libre típico de una porción de viga limitada en su extremo derecho por una grieta inclinada de tracción diagonal se muestra en la figura 53.

Figura 53

Diagrama de cuerpo libre de falla por cortante



Nota. Córdova (2015)

Simplemente multiplicando el esfuerzo de fluencia del acero (f_y), el área total de ramas (A_v) en una sección y la cantidad de estribos que corta la grieta (d/s) se obtiene la fuerza cortante total (V_s) que son capaces de suministrar los estribos a lo largo de la grieta inclinada. Diversos investigadores coinciden que se debe proporcionar una cantidad de estribos, en la grieta diagonal, igual al peralte útil (d) dividido por la separación de estribos (s). La ecuación (31) permite predecir la resistencia del acero nominal proveído por los estribos.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (31)$$

De la ecuación (27) se despeja V_s y se reemplaza la ecuación (31) para determinar la separación, s , requerida entre estribos (ver ecuación 31).

$$\frac{A_v f_y d}{s} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

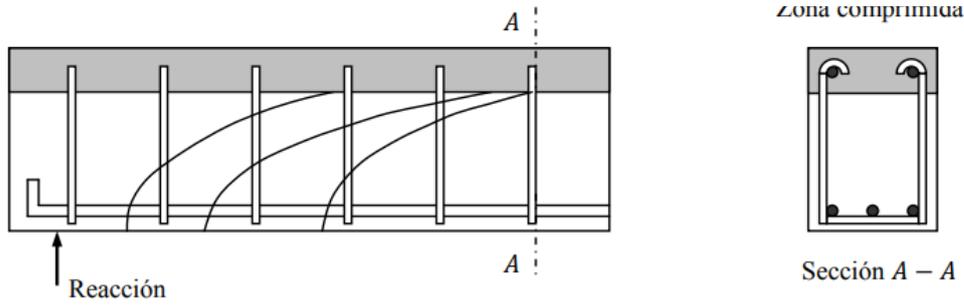
$$s \leq \frac{A_v f_y d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \quad (32)$$

7.4.3.2 Falla de anclaje de los estribos

El modelo para obtener la resistencia al corte que absorben los estribos se basa en suponer que las ramas verticales fluyen para la carga última, por lo que estos deben estar bien anclados. En cada lugar donde una grieta inclinada intercepta un estribo, el esfuerzo en los estribos tiende a ser igual al esfuerzo de fluencia del acero para la carga última. Para anclar la barra y transmitir la fuerza de tracción, la parte del estribo situada por encima de las grietas debe ser capaz de crear un esfuerzo igual a f_y . En la imagen 54 se muestra en un área achurada de color plomo la porción de la viga que está comprimida, dentro de esta región el estribo debe estar anclado para poder resistir la máxima fuerza que la barra de acero pueda desarrollar ($A_v f_y$). Para disminuir la longitud desarrollo de los estribos, el código especifica ganchos estándar a 135° .

Figura 54

Zona de anclaje de estribos



Nota. Córdova (2015)

7.4.3.3 Falla por ancho excesivo de fisura

Para controlar el ancho de fisura debido a las tensiones diagonales, el código ACI 318 y E.060 limita las dimensiones de la geometría transversal de elementos sometidos a cortante en una dirección en función de la fuerza máxima que podrían tomar los estribos $V_{s,max}$. El objetivo es disminuir la probabilidad de una falla por compresión diagonal en el elemento a través de la ecuación (33) e indirectamente controlando la fisuración, de tal forma que no se permita anchos de fisuras considerable y penetración de humedad que puede acelerar el proceso de corrosión de los estribos y acero longitudinal.

$$V_u \leq \phi (V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (33)$$

$$V_{s,max} \leq 2.2\sqrt{f'_c}b_wd \quad (34)$$

En el caso de que una viga requiera que $V_s > V_{s,max}$, se debe incrementarse las dimensiones de la sección transversal del elemento. Comúnmente se prefiere aumentar el ancho del alma, b_w , en lugar del peralte efectivo, d , debido a las restricciones de altura libre en sótanos o departamentos en edificios multifamiliares.

7.4.3.4 Falla por aplastamiento del alma

El valor $V_{s,max}$ de la ecuación (34) también ofrece una protección suficiente contra el aplastamiento del alma en vigas delgadas, donde los esfuerzos compresivos orientados diagonalmente podrían provocar el aplastamiento.

7.4.3.5 Falla de las barras en tracción iniciada por fisuras de corte

Si no hay suficiente longitud de desarrollo en los extremos de las barras en tracción, al formarse las grietas de cizallamiento en los extremos de la viga las barras se deslizaran y

provocarán el colapso de la estructura. El ACI 318 y la sección 12.11.3 del código E.060 exigen que el acero de flexión se extienda más allá del punto en el que la barra ya no es necesaria para resistir la flexión en una distancia igual a la mayor de d o $12db$ con el fin de evitar esta falla.

7.4.4 Refuerzo mínimo a cortante

El código ACI 318 en la tabla 9.6.3.4 y la E.060 en el ítem 11.5.6.2 establece una armadura mínima $A_{v,min}$ debido a la naturaleza frágil y abrupta de la falla a cortante de una viga y a la aproximación de las ecuaciones utilizadas para determinar la resistencia a cortante del concreto. En todos los elementos en los que la demanda por cortante es superada en más de la mitad de su resistencia $V_u \geq 0.5\phi V_c$ requieren el uso de esta armadura mínima, a excepción de las losas macizas, las zapatas, las losas nervadas y las vigas con una altura inferior a 25 cm. Para vigas no preesforzadas debe utilizarse el valor mayor de las ecuaciones (35) y (36).

$$A_{v,min} \geq 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (35)$$

$$A_{v,min} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (36)$$

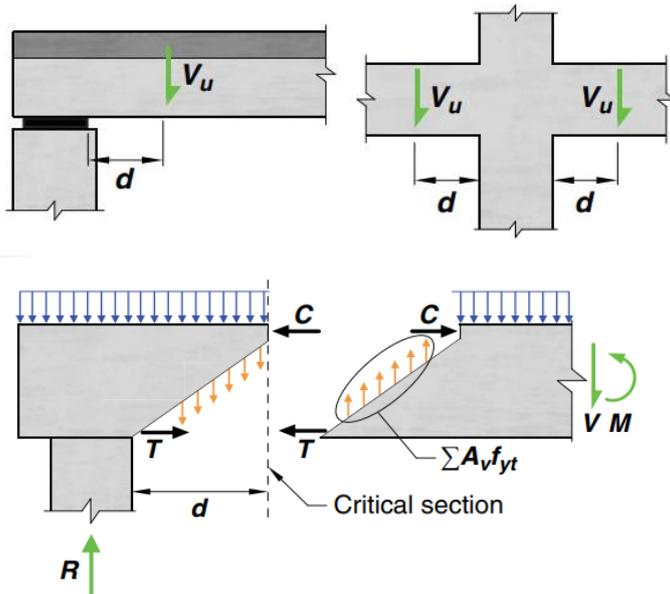
7.4.5 Localización de corte máximo de diseño

La E.060 en el ítem 11.1.3.1 y el ACI 318 en su sección 9.4.3.2 permite para elementos no preesforzados, diseñar las secciones comprendidas en una porción del elemento de longitud d , medido desde la cara de la columna, para una fuerza de corte último V_u obtenido del diagrama a una distancia d .

En las figuras 55 y 56 se muestran diferentes casos en los que es aceptable considerar como sección crítica la sección que se encuentra a una distancia d de la cara del apoyo. No se permite la reducción a cortante, y el valor que se debe tener en cuenta para el diseño es el que ocurre en la cara del apoyo si las cargas se aplican en la cara inferior del elemento o existen cargas concentradas dentro de la distancia d desde la cara del apoyo. En la figura 40 se representan diferentes elementos estructurales, donde la cara del apoyo sirve como sección crítica para la evaluación del cortante.

Figura 55

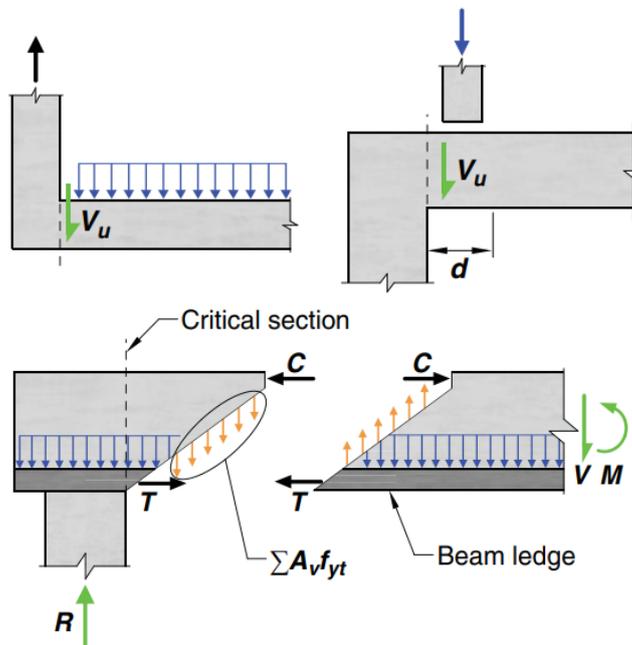
Casos donde es permitido calcular el cortante último a una distancia d



Nota. ACI 318 (2019)

Figura 56

Casos donde no es permitido calcular el cortante último a una distancia d



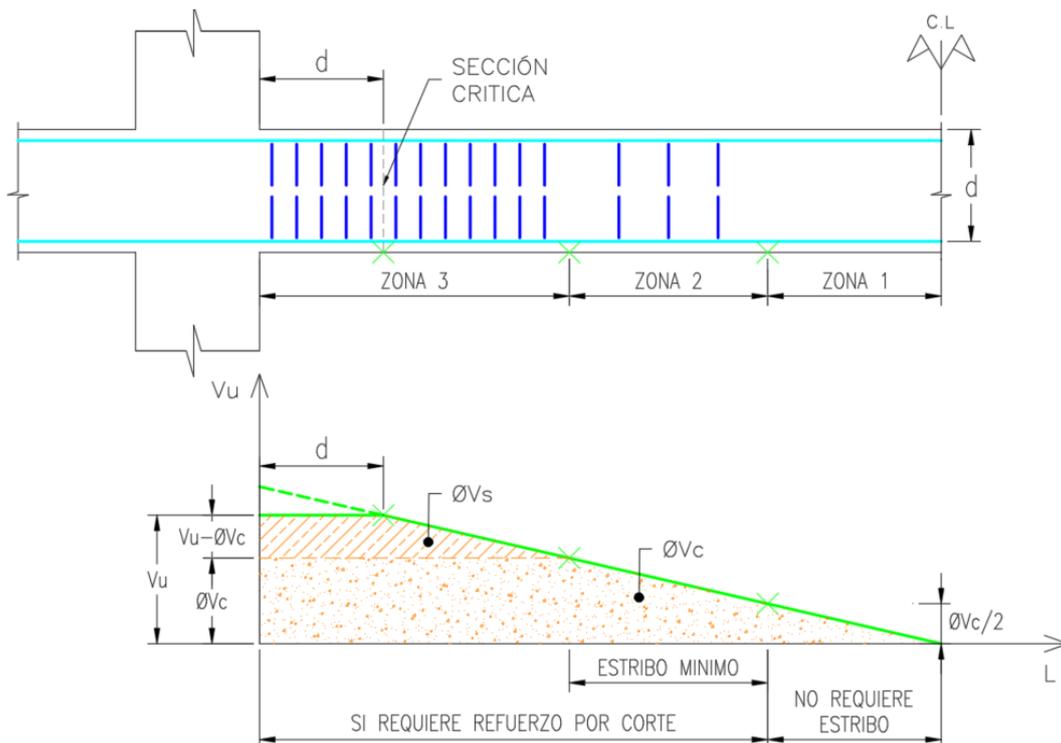
Nota. ACI 318 (2019)

7.4.6 Requisitos de resistencia a corte de vigas

En general, una viga de concreto armado tiene tres posibilidades (o zonas) cuando se diseña por cortante, la figura 57 muestra estas zonas. Tenga en cuenta que el diseño de vigas por cortante implica encontrar el espaciamiento de los estribos porque casi todas las construcciones usan estribos del mismo tamaño para toda la viga. El espaciamiento se cambia en función del nivel de fuerza de corte que deben resistir los estribos.

Figura 57

Diagrama de requisitos de resistencia a cortante



Nota. Elaboración propia

7.4.6.1 Zona 1 ($V_u \leq \phi V_c/2$)

No se necesitan refuerzo transversal en esta region. Para una viga con carga simétrica, esta condición generalmente ocurre en una región cercana al centro de la viga, como se observa en la figura 41. Aunque el Código ACI no requiere ningún estribo en esta zona, se utilizan algunos estribos para mantener los refuerzos principales en su lugar.

7.4.6.2 Zona 2 ($\phi V_c/2 < V_u \leq \phi V_c$)

Esta es una zona donde teóricamente no se necesitarían estribos. El Código ACI 318, sin embargo, requiere un área mínima de estribos. Debido a que nuestro objetivo es determinar los espaciamientos de los estribos, reescribimos la ecuación (35) y (36) para obtener el espaciamiento máximo permitido (s_1) en términos del área del estribo seleccionado (A_v), el ancho del alma de la viga (b_w) y los materiales utilizados.

$$s_1 = \min \left\{ \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w}, \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} \right\} \quad (37)$$

Las unidades usadas para la ecuación en sistema de unidades mks son las siguientes: A_v (cm²), f_y (kg/cm²), f'_c (kg/cm²), b_w (cm) y s_1 (cm).

El Código ACI 318 sección 9.7.6.2.2 impone una restricción adicional sobre el espacio máximo permitido en esta zona (s_{max}). Este requisito asegura que cada fisura potencial de 45° sea interceptada por al menos un estribo. Por lo tanto, la ecuación (38) limita el espaciamiento de los estribos en la zona 2 de la viga.

$$s_{max} = \min \left\{ s_1, \frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right\} \quad (38)$$

7.4.6.3 Zona 3 ($\phi V_c < V_u$)

Esta es la única parte de la viga para la que necesitamos diseñar los estribos, es decir, esta zona puede requerir una separación entre estribos más pequeña que el máximo permisible que se encuentra en la ecuación (37). Para determinar el espaciamiento de los estribos en esta zona, necesitamos calcular cuánto cortante deben soportar los estribos (V_s). Esto se logra despejando V_s de la ecuación (27) y reemplazando la ecuación (26) para obtener la siguiente expresión:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (39)$$

Luego se calcula el espaciamiento (s) del estribo según la ecuación (32). Debido a que los estribos no pueden resistir el corte a menos que crucen una fisura inclinada, el código ACI 318 sección 9.7.6.2.2 limita el espaciamiento máximo de los estribos según la siguiente condicional:

$$\text{a) Si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (} V_s \leq 2V_c \text{):}$$

$$s_{max} = \min \left\{ s_1, \frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right\} \quad (40)$$

$$\text{b) Si } V_s > 1.1\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (} V_s > 2V_c \text{) y } V_s \leq 2.2\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (} V_s \leq 4V_c \text{):}$$

$$s_{max} = \min \left\{ s_1, \frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right\} \quad (41)$$

La ecuación (40) limita el espaciamiento de los estribos de manera que cada grieta potencial de 45° sea interceptada por al menos un estribo. El espaciamiento máximo permisible está limitado al que se muestra en la ecuación (41). Esto es necesario para proporcionar un mejor control del ancho de las posibles grietas inclinadas.

$$\text{c) Si } V_s > 2.2\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (} V_s > 4V_c \text{):}$$

Se debe cambiar la sección o mejorar la calidad de concreto

7.5 Diseño de columnas por flexo-compresión

Para cada combinación de carga, la resistencia de diseño en todas las secciones de la columna debe satisfacer las ecuaciones (42) y (43) de forma simultánea:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (42)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (43)$$

Donde:

P_u y M_u = Carga axial y momento flector ultimo

P_n y M_n = Resistencia nominal de la sección

ϕ = Factor de reducción de resistencia

Según la E.060 ítem 9.3.2 el factor de reducción de resistencia para elementos con estribo que están solicitado a fuerza compresiva con o sin flexión es $\phi = 0.70$ y elementos sometidos a flexión $\phi = 0.90$. Para deformaciones netas en tracción del refuerzo más alejada de la cara en compresión se permite interpolar linealmente el valor ϕ entre 0.70 a 0.90 (zona en transición).

7.5.1 Columnas esbeltas

Las columnas esbeltas deben diseñarse con precaución, ya que su capacidad de resistencia por flexo-compresión es menor que la de las columnas cortas. Cuando sea imposible ignorar los efectos de la esbeltez, la sección 10.10.2 de la norma E.060 especifica que se puede realizar uno de los tres análisis siguientes: análisis inelástico de segundo orden, análisis elástico de segundo orden o magnificación de momentos.

La relación kl_u/r , donde k es un factor de longitud efectiva que depende de las condiciones de restricción de los extremos de la columna, l_u es la longitud entre apoyos y r es el radio de giro de la sección transversal, se utiliza para describir el grado de esbeltez de una columna.

Una columna esbelta es propenso a desplazarse lateralmente cuando está sometido a cargas, lo que aumenta los momentos y disminuye su capacidad de resistencia. Las columnas cortas se definen por tener una resistencia igual a la calculada para su sección transversal utilizando únicamente las cualidades resistentes del acero y el concreto, ignorando cualquier reducción de la capacidad debida a su longitud.

Los requisitos para que los elementos sometidos a compresión arriostrados y no arriostrados no tengan en cuenta los efectos de la esbeltez se establecen en el apartado 10.10.1 de la norma E.060. Los efectos de esbeltez pueden despreciarse en elementos sometidos a compresión que son arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (44)$$

En elementos bajo esfuerzos compresivos, no arriostrados a desplazamientos laterales, se puede despreciar los efectos de esbeltez cuando:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (45)$$

Donde:

k = Factor de longitud efectivo, $k=1$ para columnas en pórticos arriostrados

l_u = Altura de columna no arriostrada

r = Radio de giro, $r = 0.3h$ para secciones cuadradas

$\frac{M_1}{M_2}$ = Relación de los momentos en los extremos de la columna

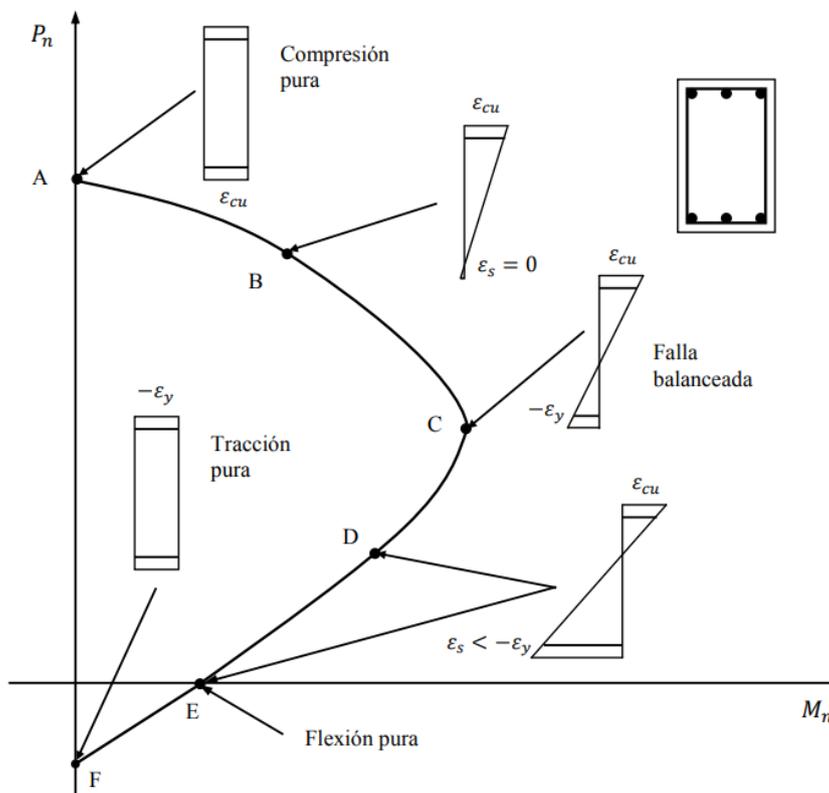
7.5.2 Columnas cortas

Cuando la carga axial última de una columna viene determinada por el tamaño de su sección transversal y la resistencia de los materiales que la componen, para una determinada excentricidad, se utiliza la expresión columna corta o columna.

De acuerdo con la hipótesis fundamental de diseño se puede desarrollar un procedimiento basado en la compatibilidad de deformaciones para determina el diagrama de interacción. Se asume una serie de deformaciones que son función de la profundidad del eje neutro c con las cuales se calculan los esfuerzos y luego sus fuerzas resultantes. Una vez obtenido todas las fuerzas se realiza el equilibrio de la sección transversal para lo cual se realiza la sumatoria de las fuerzas verticales y se halla P_n ; para luego proceder con la sumatoria de los momentos flectores alrededor del centroide de la sección para hallar M_n . Los diferentes puntos de P_n y M_n se plotean para formar el diagrama de interacción nominal. En la figura 58 se ilustra el diagrama de interacción uniaxial de una columna rectangular con 6 puntos característicos, en cada uno se muestra las deformaciones unitarias del concreto y acero de refuerzo que presenta la sección.

Figura 58

Puntos notables de diagrama de interacción



Nota. Córdoba (2015)

Punto A (Compresión axial pura): Corresponde a una distribución uniforme de la deformación unitaria debido a la compresión axial sin excentricidad. Ésta es la carga axial nominal máxima que la columna puede resistir.

La carga máxima es la suma de la resistencia a la fluencia del acero más la resistencia máxima del concreto. Por ensayos experimentales, se ha encontrado que la resistencia del concreto en una columna cargada axialmente es aproximadamente $0.85f'_c$. La resistencia a compresión máxima para columnas con estribos se calcula según la ecuación (45). Donde A_c es el área de la sección transversal y A_s es el área total de acero longitudinal.

$$P_{n,max} = 0.80(0.85f'_c(A_c - A_s) + f_y A_s) \quad (46)$$

Punto B (Tracción cero): La distribución de la deformación unitaria correspondiente a la carga axial y momento flector a comienzos del aplastamiento en un extremo y esfuerzo nulo en la fibra en tracción (principio de fisuración).

Región AC (Falla controlada por compresión): En esta región la falla ocurre de manera frágil, debido a que el concreto llega a su máxima capacidad antes que el acero de refuerzo.

Punto C (Falla balanceada): Corresponde a un estado de deformación unitaria donde el concreto alcanzar su máxima deformación unitaria compresiva de 0.003 en la fibra de la sección más alejada y la deformación de fluencia del acero a tracción en la capa extrema opuesta.

Punto D (Limite de tensión controlada): Comprende a la fibra donde la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo más alejado alcanza un valor igual a 0.005 y el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria de 0.003.

Región CD (Zona de transición): Las columnas con cargas y momentos flectores que se encuentran entre los puntos C y D presentan una falla en transición porque el modo de falla va de una zona frágil (punto C) a una falla dúctil (punto D).

Punto E (Flexión pura): Representa un estado de flexión pura en el elemento, el comportamiento se asemeja a una viga.

Punto F (Tracción pura): Todas las fibras del elemento presentan deformaciones por tracción. La resistencia para una determinada fuerza axial de tracción se calcula según la ecuación (47), se asume que la sección está completamente agrietada y sujeta a una deformación uniforme mayor o igual a ε_y .

$$P_{nt} = \sum_{i=1}^n -f_y A_{si} \quad (47)$$

Para una sección simétrica el correspondiente momento es cero ($M_{nt} = 0$), pero para una sección no simétrica se utiliza la siguiente ecuación:

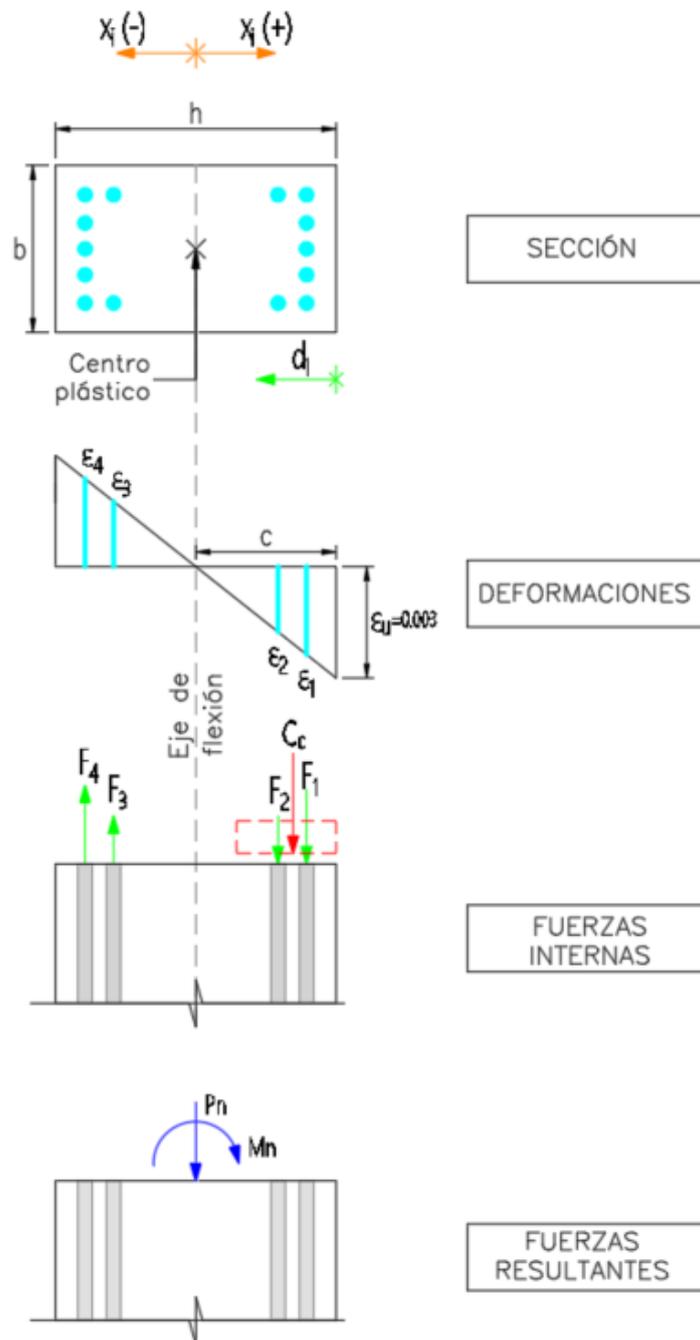
$$M_{nt} = \sum_{i=1}^n F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (48)$$

7.5.2.1 Algoritmo para construir diagramas de interacción de diseño

En la figura 59 se observa una sección rectangular con refuerzo dispuesto simétricamente para realizar el algoritmo de diagrama de interacción nominal y de diseño. Para fines de programación del algoritmo se establece un eje de coordenadas en color verde (eje di) para ubicar las capas del acero de refuerzo y en color anaranjado el eje de referencia (eje xi) para el brazo de palanca de las fuerzas en las capas de acero y concreto. El algoritmo para la implementación del diagrama de interacción uniaxial en la herramienta SADAI se resumen a continuación:

Figura 59

Análisis de elemento sometido a flexo-compresión



Nota. Elaboración propia

Profundidad del eje neutro: $c = \text{asumido}$

Altura del bloque de compresión: $a = \beta_1 c$

Por relación de triángulos, se obtiene la deformación unitaria del acero en la i -ésimo capa, el termino $c - d_i$ determina si el signo de ε_{si} es compresión (+) o tracción (-):

$$\varepsilon_{si} = \frac{0.003}{c}(c - d_i)$$

Por ley de Hooke se tiene: $f_i = \varepsilon_{si} E_s$

Pero debe cumplirse que: $-f_y \leq f_i \leq f_y$

Fuerza producida en cada capa de acero: $F_i = A_{si} f_i$

Brazo de cada fuerza respecto al eje de flexión, x_i le dará el signo al momento $+M_i$ (horario) o $-M_i$ (antihorario):

$$x_i = \frac{h}{2} - d_i$$

Momento producido por cada capa de acero: $M_i = F_i x_i$

Fuerza de compresión del concreto: $C_c = 0.85 f'_c b a$

Distancia entre el eje de flexión y la fuerza C_c , el signo de x_c indicará el signo del momento que produce la fuerza C_c :

$$x_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2}$$

Momento producido por la fuerza C_c : $M_c = C_c x_c$

Sumatoria de fuerzas verticales para encontrar P_n :

$$P_n = C_c + \sum_{i=1}^n F_i$$

Sumatoria de momentos alrededor del centro de gravedad para encontrar M_n :

$$M_n = M_c + \sum_{i=1}^n M_i$$

Para obtener el diagrama de interacción de diseño se debe realizar dos modificaciones al diagrama de interacción nominal:

Fuerza axial de compresión: $P_n \leq P_{n,max}$

Factor de reducción de resistencia ϕ : $(\phi P_n, \phi M_n)$

7.5.2.2 Algoritmo para calcular ratio demanda capacidad de diagramas de interacción

El algoritmo de optimización desarrollado en la presente tesis requiere determinar de manera automatizada si las fuerzas requeridas en las columnas se ubican dentro del diagrama de interacción para una determinada sección. La estrategia para averiguar si una sección es suficiente para resistir las solicitaciones es a través del ratio demanda entre capacidad (D/C).

Para el diseño por flexo-compresión de columnas de pórticos tridimensional se debe extraer de los diagramas de interacción, calculados en las dos direcciones ortogonales, el momento y la carga axial resistente $(\phi M_{nx}, \phi M_{ny}, \phi P_{nx}, \phi P_{ny})$.

Para obtener el momento y la carga axial nominal se empleará geometría analítica en base al sistema cartesiano de los propios diagramas de interacción uniaxial. Se calcula el punto de intersección entre dos rectas imaginarias A y B, tal que A partirá del origen y pasará por alguna combinación de fuerza ultima actuante (M_u, P_u) y se prolongará hasta el borde del diagrama de interacción. La recta B será tal que una el punto anterior (M_i, P_i) y posterior (M_{i+1}, P_{i+1}) del punto en el cual la recta A interseca al diagrama de interacción.

Ecuación de la recta A:

$$y = \left(\frac{P_u}{M_u} \right) x$$

Ecuación de la recta B:

$$y = \left(\frac{P_{i+1} - P_i}{M_{i+1} - M_i} \right) x + \left[P_{i+1} + \left(\frac{P_i - P_{i+1}}{M_{i+1} - M_i} \right) M_{i+1} \right]$$

Iguando las ecuaciones anteriores:

$$\left(\frac{P_u}{M_u} \right) x = \left(\frac{P_{i+1} - P_i}{M_{i+1} - M_i} \right) x + \left[P_{i+1} + \left(\frac{P_i - P_{i+1}}{M_{i+1} - M_i} \right) M_{i+1} \right]$$

De tal manera que el momento nominal para una combinación de carga se calcula despejando x , que traducido para el diagrama de interacción es equivalente a obtener M_n :

$$M_n = \frac{P_{i+1} + \left(\frac{P_i - P_{i+1}}{M_{i+1} - M_i} \right)}{\frac{P_u}{M_u} - \frac{P_{i+1} - P_i}{M_{i+1} - M_i}} \quad (49)$$

Y la carga axial nominal respectiva se obtiene reemplazando el M_n en la ecuación de la recta A:

$$P_n = \left(\frac{P_u}{M_u} \right) M_n \quad (50)$$

El ratio demanda entre capacidad por flexo-compresión (D/C) se calcula a través de la distancia del vector formado del origen hasta el par de coordenadas (M_u, P_u) para el caso de la demanda, dividido entre la distancia del origen hasta el par resistente del diagrama de interacción nominal (M_n, P_n) o de diseño $(\phi M_n, \phi P_n)$ para el caso de la capacidad de la sección. También se puede calcular el ratio D/C en base a las proyecciones de cada vector o empleando cualquiera de las dos ecuaciones.

$$D/C = \frac{M_u}{M_n} \quad (51)$$

$$D/C = \frac{P_u}{P_n} \quad (52)$$

7.5.3 Cuantía límite de acero

La E.060 en su sección 10.9.1 limita la cuantía de refuerzo longitudinal A_{st} en columnas a no menos de 1% ni mayor a 6%, es decir el área de acero mínimo y máximo se expresa según las ecuaciones (53) y (54), donde A_g es el área bruta de la sección.

$$A_{st,min} \geq 0.01A_g \quad (53)$$

$$A_{st,max} \geq 0.06A_g \quad (54)$$

7.6 Requerimiento sismorresistente de pórticos especiales resistente a momento

Los requisitos para vigas y columnas de edificios con sistema estructural resistente a fuerzas laterales de pórticos y duales deben cumplir las especificaciones de los ítems 21.5, 21.6 y 21.7 del código E.060 o su equivalente en el ACI 318 son las secciones 18.6, 18.7 y 18.8 para elementos de pórticos especiales resistente a momento. Durante la ocurrencia de un sismo, las disposiciones de los códigos tienen dos propósitos, el primero es reducir el riesgo de falla por corte de los elementos y el segundo es proveer a las vigas y columnas de suficiente ductilidad.

Los detalles de la armadura de un elemento deben especificarse como si fuera una viga si la carga axial requerida a compresión (P_u) del elemento es menor o igual que $0.1Agf'_c$; en caso contrario, la armadura debe disponerse como si el elemento fuera una columna.

7.6.1 Consideraciones para el diseño de vigas

7.6.1.1 Disposiciones geométricas

Las dimensiones deben cumplir las siguientes restricciones geométricas:

$$l_n \geq 4d$$

$$\frac{b_w}{h} \geq 0.3$$

$$b_w \geq 0.25 m$$

$$b_w \leq \min(3c_2, c_2 + 1.5c_1)$$

Donde:

l_n = Luz libre de la viga

d = Peralte efectivo

b_w = Ancho del alma de la viga

h = Altura de la viga

c_1, c_2 = Dimensiones de la columna

7.6.1.2 Disposiciones sobre cuantías de refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal, tanto superior como inferior, debe consistir en al menos dos barras continuas y se debe verificar que cumpla el área de acero mínimo de la ecuación (55):

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y}bd \quad (55)$$

El ítem 18.6.3.1 del código ACI 318 restringe la cuantía a un valor de 0,025 además del acero máximo dado en la ecuación (23), por razones de congestión del acero e indirectamente para reducir los esfuerzos cortantes en vigas principales.

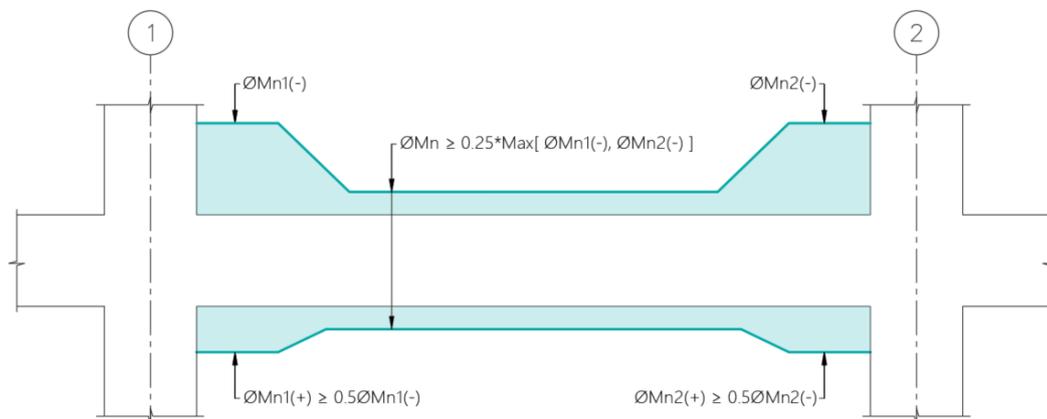
$$A_{s_{max}} = 0.025bd \quad (56)$$

7.6.1.3 Disposiciones de resistencia mínima a flexión

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser al menos la mitad de la resistencia a momento negativo ofrecida en la misma cara del nudo, según el punto 18.6.3.2 de ACI 318 (2019). En ninguna sección a lo largo de la longitud del elemento la resistencia a momento negativo o positivo no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento máxima proporcionada en la cara de cualquiera de los nodos. Se muestra en la figura 60 las especificaciones de resistencia para vigas con responsabilidad sísmica.

Figura 60

Resistencia a flexión mínima de viga especial resistente a momento

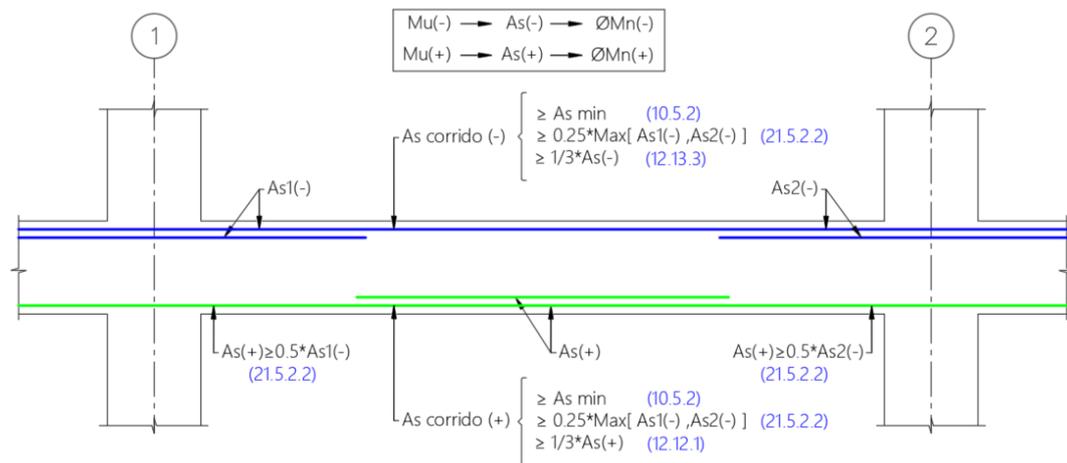


Nota. Elaboración propia

La resistencia mínima especificada a lo largo de la viga se traduce en un área de acero corrido superior o inferior. La E.060 en los artículos 12.12.1 y 12.13.3 especifica una cantidad de refuerzo positivo que debe prolongarse hasta el apoyo y una cantidad de acero negativo que debe prolongarse más allá del punto de inflexión, respectivamente. Como criterio práctico y de programación el autor prefiere especificar el ítem 12.13.3 de la E.060 como acero corrido negativo en lugar de calcular 1/3 del refuerzo total por tracción negativo más allá del punto de inflexión (mediante la técnica de corte de acero más refinado es posible determinarlo). En la figura 61 se muestra los diversos ítems extraídos de la E.060 que aplica al detallado de aceros en vigas. En la imagen se hace hincapié en el acero corrido y acero positivo del nudo 1 y 2.

Figura 61

Requerimiento de acero mínimo positivo y negativo



Nota. Elaboración propia

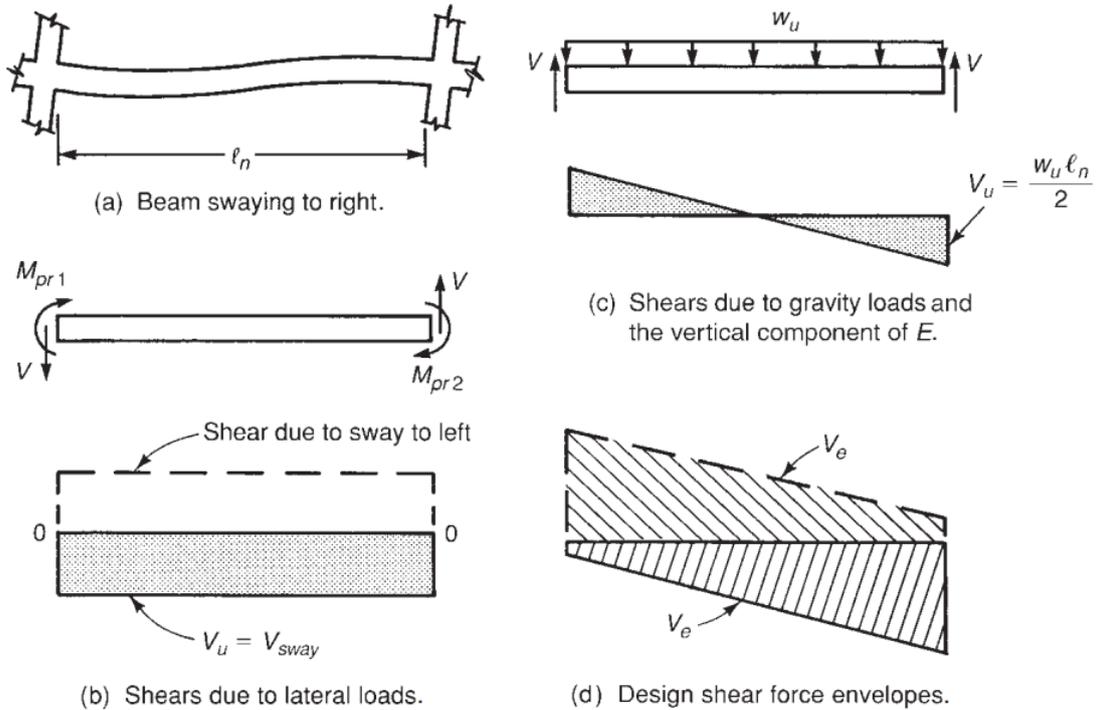
7.6.1.4 Disposiciones de fuerza de diseño por capacidad en vigas

Cuando el pórtico se desplaza lateralmente e incursiona algunas de sus secciones en el intervalo de comportamiento inelástico para desarrollar la ductilidad de la estructura, el refuerzo longitudinal en los extremos de la viga desarrollará su fluencia en tracción a menos que el momento resistente sea varias veces el momento debido a las cargas sísmicas. La fluencia del refuerzo establece un límite superior en los momentos que se pueden desarrollar en los extremos de la viga. Las fuerzas cortantes de diseño, V_e , se basan en las fuerzas cortantes debidas a las cargas muertas y vivas factorizadas (figura 62c) más las fuerzas cortantes debidas a la rótula plástica en los dos extremos de la viga para el pórtico que se desplaza hacia la derecha o hacia la izquierda, como se muestra en la figura

46. M_{pr} es el momento resistente probable de los miembros, con base en las dimensiones y el refuerzo colocado en el nudo y suponiendo una resistencia a la tracción de $1.25f_y$.

Figura 62

Diagrama de fuerza cortante debido a cargas de gravedad y sísmica



Nota. Wight (2016)

Para una viga rectangular sin carga axial, en la sección 18.6.5.1 del código ACI 318 el cortante de diseño por capacidad se debe calcular como:

$$V_e = V_{sway} \pm V_g \quad (57)$$

Donde:

$$V_g = \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{sway} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

$$M_{pr} = 1.25f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{1.25f_y A_s}{0.85f'_c b}$$

Cuando se den simultáneamente las dos condiciones siguientes, la armadura transversal en las zonas donde se prevea fluencia deberá diseñarse para resistir el cortante suponiendo que no hay contribución del concreto ($V_c = 0$).

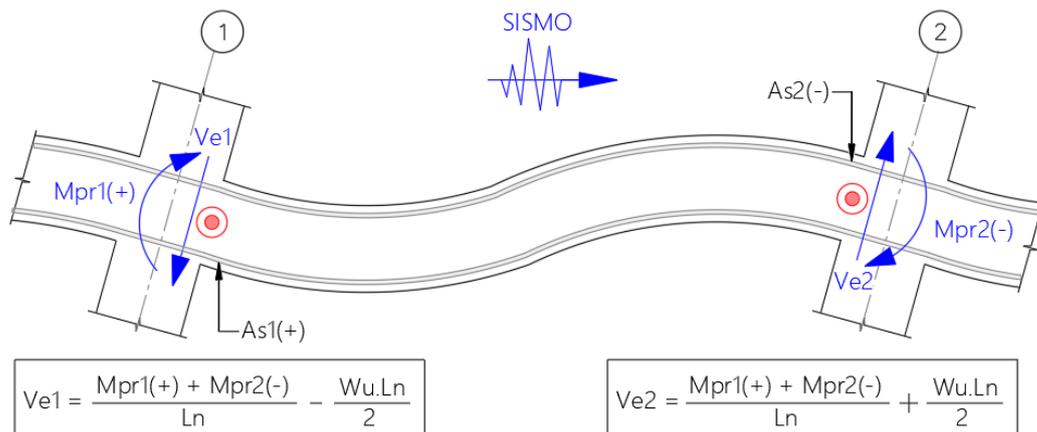
$$V_{sway} \geq 0.5V_e$$

$$P_u < 0.05A_g f'_c$$

Por otro lado, el código peruano E.060 (2009) ítem 21.5.4.1 indica que la fuerza cortante de diseño ($V_u = V_e$), de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ($M_{pr} = 1.25M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento en flexión con doble curvatura y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. Notar que el momento probable se calcula a partir del momento nominal, el error relativo entre el procedimiento del ACI 318 y la E.060 es menor a 5%. En la figura 63 se observa la deformada del pórtico debido a un sismo en la dirección global X positivo que genera desplazamientos o de izquierda a derecha.

Figura 63

Deformación lateral debido al sismo en la dirección global X positivo

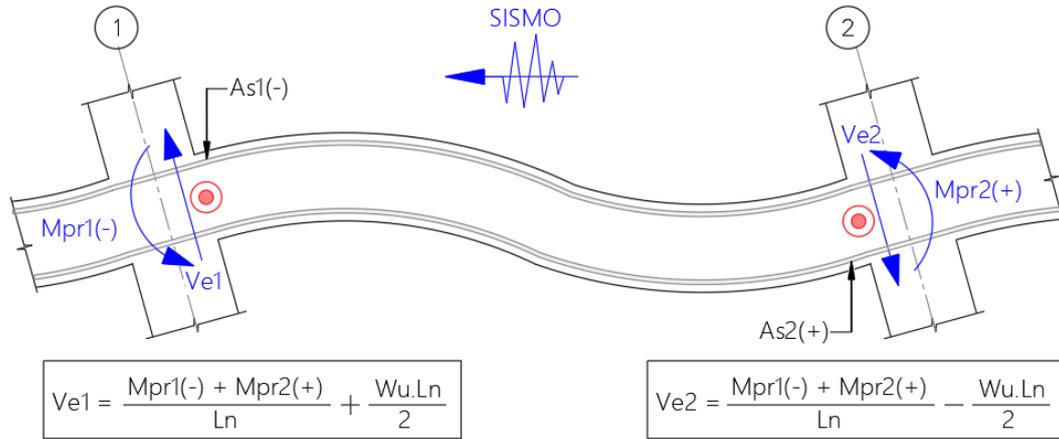


Nota. Elaboración propia

En la figura 64 se observa la deformada de la estructura cuando se carga la estructura para un sismo en la dirección global X negativo o de derecha a izquierda.

Figura 64

Deformación lateral debido al sismo en la dirección global X negativo



Nota. Elaboración propia

Donde la carga distribuida ultima w_u debido a cargas de gravedad se calcula a partir de la combinación:

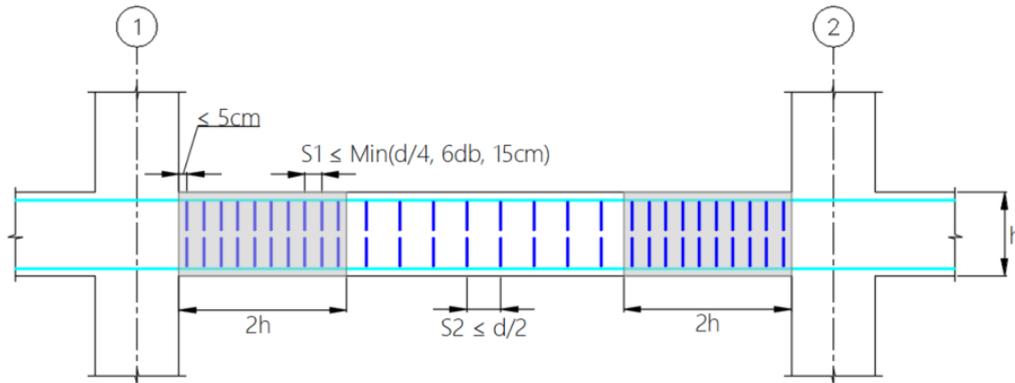
$$w_u = 1.25(w_{CM} + w_{CV})$$

7.6.1.5 Disposiciones para confinamiento en vigas

En ambos extremos de la viga, se debe proveer estribos cerrados de confinamiento en una longitud no menores a $2h$ medido desde la cara de la columna hacia el centro del tramo. El primer estribo debe ser localizado a no más de 5 cm desde la cara de la columna. El espaciamiento $S1$ entre estribos debe ser el menor de: $d/4$, $6db$ (db es el diámetro más pequeño de las barras longitudinales) o 15 cm. El espaciamiento $S2$ de estribos en el resto de la longitud de la viga no será mayor a $d/2$. En la figura 65 se resumen los requerimientos de confinamiento según E.060 (2009) ítem 21.5.3.

Figura 65

Separación de estribo mínimo en vigas con responsabilidad sísmica



Nota. Elaboración propia

7.6.2 Consideraciones para el diseño de columnas

7.6.2.1 Disposiciones geométricas

Las dimensiones de ancho (b_w) y altura (h) deben cumplir las siguientes restricciones geométricas:

$$\frac{b_w}{h} \geq 0.4$$

$$b_w \geq 0.30 \text{ m}$$

7.6.2.2 Disposiciones sobre cuantías de refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal en una sección no debe ser menor de 1% y tampoco mayor de 6%, por lo tanto, las áreas de acero límite expresado en función del área bruta de la sección A_g son:

$$A_{s_{min}} \geq 0.01A_g \quad (58)$$

$$A_{s_{max}} \leq 0.06A_g \quad (59)$$

7.6.2.3 Disposiciones de resistencia mínima a flexión

Debido a la demanda sísmicas, en los extremos de las columnas, se pueden formar rótulas plásticas, generando un mecanismo de falla que produce el colapso de la estructura. Por tal razón, para prevenir este modo de falla, el código E.060 (2009) ítem 21.6.2.2 introduce el concepto de columna fuerte-viga débil. La resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.20 \sum M_{nv} \quad (60)$$

Donde:

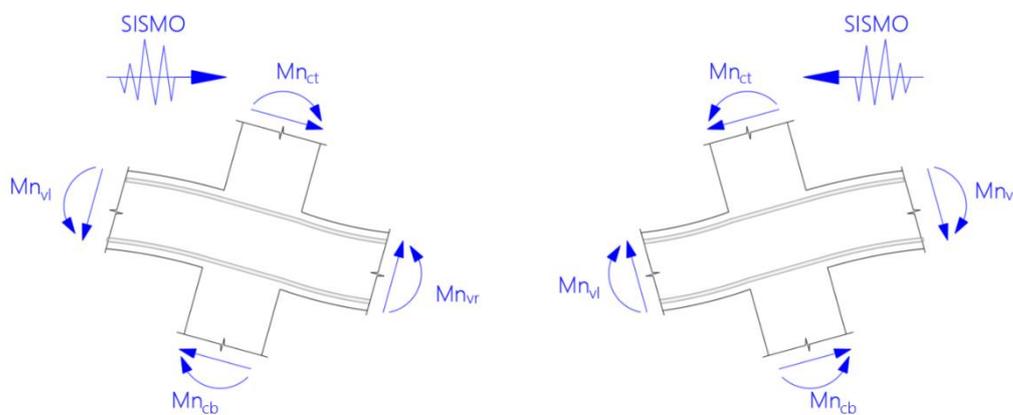
$\sum M_{nc}$ = Suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna se calcula para la fuerza axial amplificada, para cada dirección, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nv}$ = Suma de momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. En la figura 66 se visualiza los sentidos adoptados para los momentos según la dirección del sismo.

Figura 66

Sentido de los momentos para el concepto de viga débil-columna fuerte



Nota. Elaboración propia

7.6.2.4 Disposiciones de fuerza de diseño por capacidad en columnas

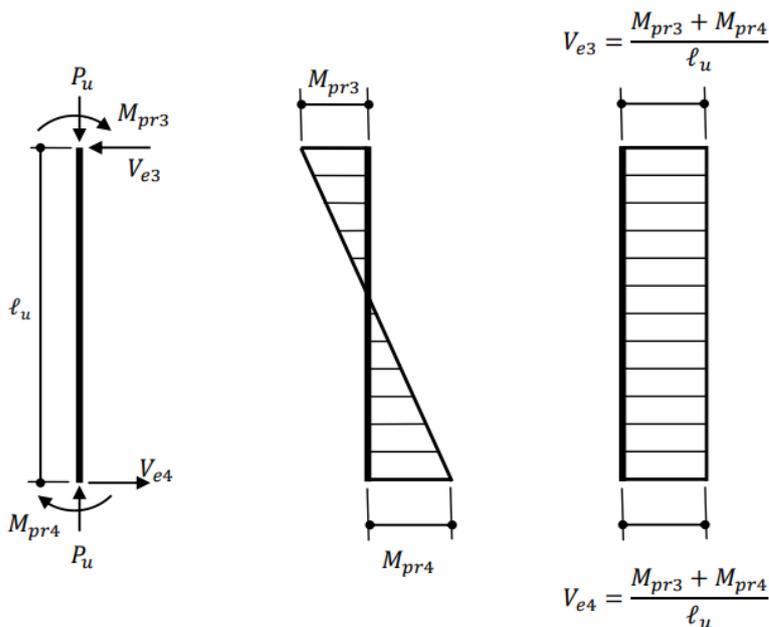
Para el cálculo del cortante de diseño en columnas de pórticos especiales resistentes a momento el ACI 318 (2019) considera lo siguiente:

- Los momentos probables M_{pr} consideran como esfuerzo de tracción en el refuerzo longitudinal $1.25f_y$. El análisis de momentos en los extremos se realiza para los dos sentidos del sismo (giros en el nudo tanto en el sentido de las manecillas del reloj y en el sentido contrario). En la figura 67 se muestra los diagramas de cuerpo libre y de fuerzas para el sismo en el sentido negativo de la dirección considerada.
- El momento en el extremo M_{pr} para columnas no debe ser mayor que los momentos generados por el M_{pr} de las vigas que llegan a los nudos viga-columna. La fuerza de cortante V_e tampoco debe ser menor que el corte requerido por análisis de la estructura.

Cuando se dan dos circunstancias simultáneamente, la armadura transversal en las zonas donde se prevé fluencia debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo que no hay contribución del concreto ($V_c=0$): La fuerza de compresión axial mayorada $P_u < 0.5A_g f'_c$ y la fuerza de corte inducida por el terremoto es igual o superior a la mitad de la resistencia a cortante requerida.

Figura 67

Cortante de diseño para columnas especiales resistentes a momento

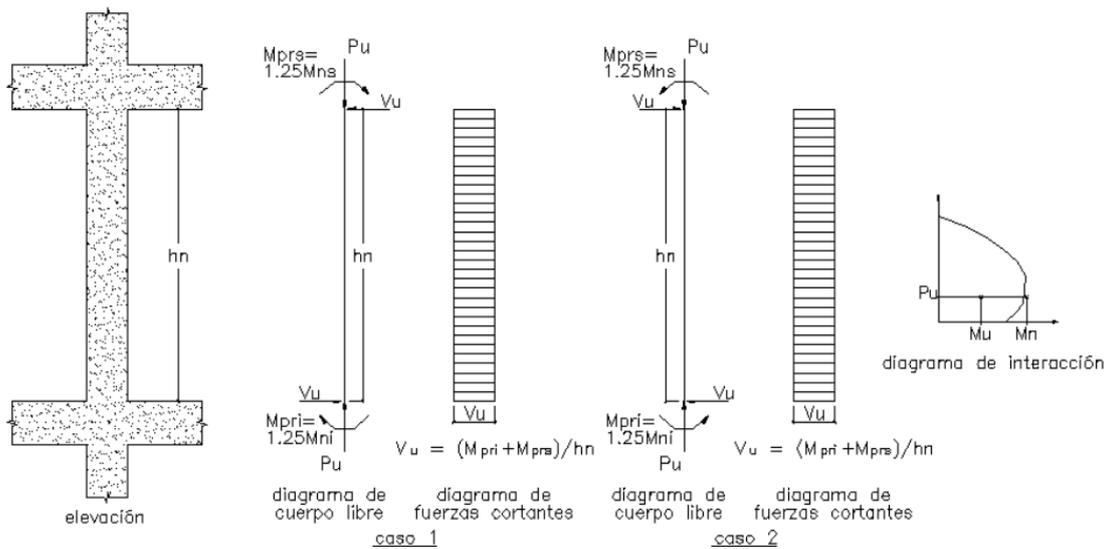


Nota. Córdova (2015)

Por otro lado, el código peruano E.060 (2009) ítem 21.6.5.1 señala que la fuerza cortante de diseño ($V_u = V_e$) por capacidad en columnas de edificios de pórticos y duales se calcula a partir del diagrama de interacción nominal haciendo $M_{pr} = 1.25M_n$, el error relativo entre el procedimiento del ACI 318 y la E.060 es menor a 5%. En la figura 68 se esquematiza el procedimiento descrito.

Figura 68

Fuerza cortante de diseño en columnas con responsabilidad sísmica



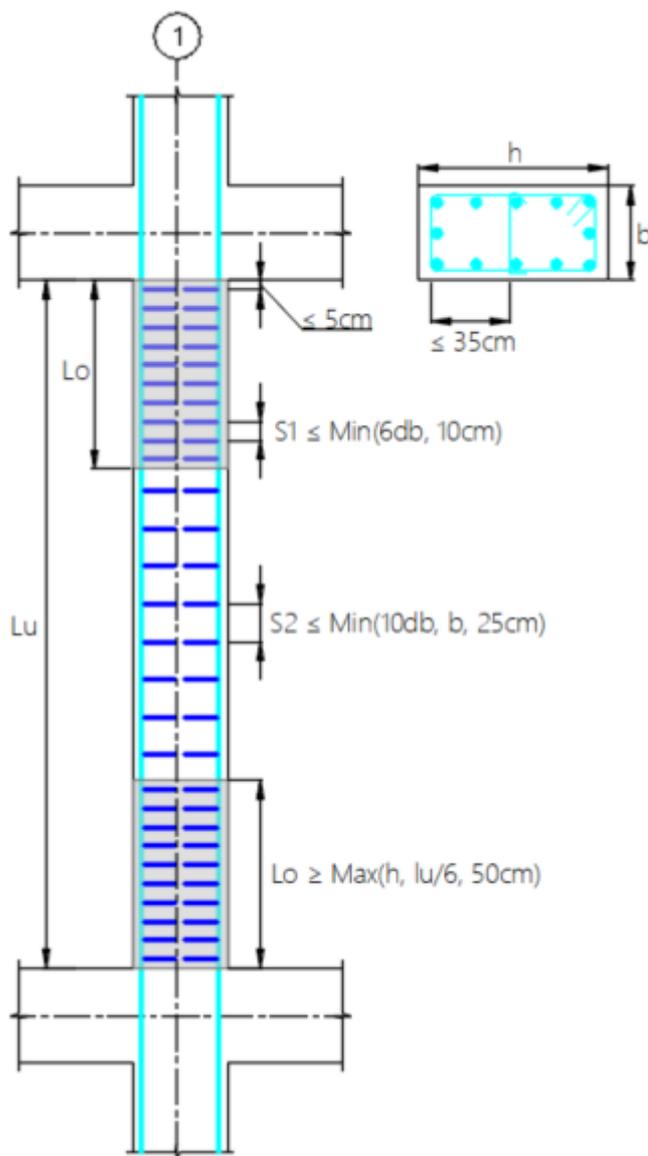
Nota. E.060 (2009)

7.6.2.5 Disposiciones para confinamiento en columnas

Los estribos deben colocarse en una longitud L_o medida desde la cara del nudo y a ambos lados de la columna donde pueda ocurrir fluencia en el acero debido a la flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. Según las especificaciones de E.060 (2009) ítem 21.6.4 la longitud L_o y separación de estribos dentro y fuera de la región de rotulas plásticas se muestran en la figura 69. Donde d_b es el diámetro menor de la barra longitudinal, b es la menor dimensión de la sección de columna y h es la mayor dimensión de la sección de columna.

Figura 69

Separación de estribo mínimo en columnas con responsabilidad sísmica



Nota. Elaboración propia

CAPÍTULO VIII: OPTIMIZACIÓN DE PÓRTICO PLANO

8.1 Caso de estudio

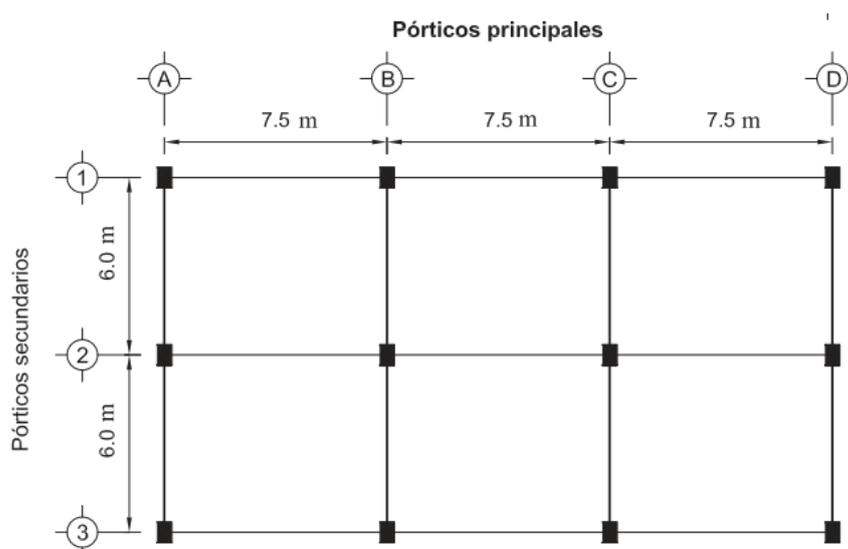
El pórtico bidimensional seleccionado para validar el algoritmo de optimización implementado en este trabajo es una adaptación del ejemplo académico desarrollado en la tesis de Cusipuma (2015). Por razones de practicidad y escalamiento del código de programación a problemas tridimensionales, se desarrollaron simplificaciones dentro de la lógica de SADAI que difiere respecto de problema original de la tesis de referencia, estos se resumen a detalle en el ítem 8.4.1.

8.1.1 Descripción de la edificación

El edificio tiene siete niveles, se encuentra en un área suburbana; las columnas y vigas están distribuidas simétricamente como se muestra en la figura 70. La primera planta tiene una altura de 4.5 m y las demás una altura de 3.0 m. Los pórticos en la dirección Norte-Sur (ejes A, B, C y D) son parte del sistema primario para resistir cargas laterales, debido a las fuerzas generadas por el viento con una velocidad de diseño de 120 km/h en la cara sur del edificio. Se analiza en esta verificación únicamente el pórtico principal A que comprende los ejes 1 y 2, por simetría geométrica y de cargas es válido decir que el análisis aplica también para el pórtico D.

Figura 70

Vista en planta de edificio de 7 niveles



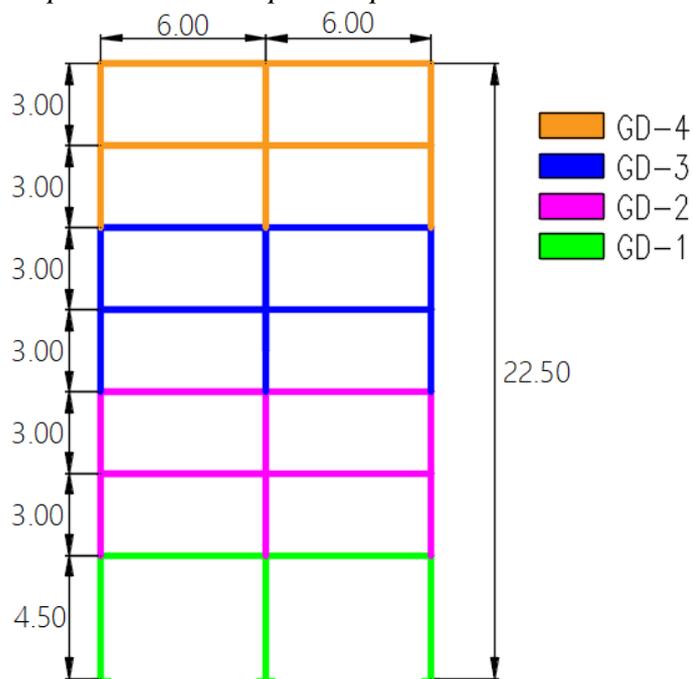
Nota. Cusipuma (2015)

8.2 Definición del problema de optimización

Para la determinación del costo óptimo del pórtico es necesario primero definir grupos de diseño (GD), la estrategia consiste en reducir el número de variables de diseño para aminorar la complejidad del problema. Esta simplificación permite luego replicar la geometría y refuerzo de vigas y columnas que pertenecen a un mismo grupo. Los grupos de diseño mostrados en la figura 71 están formados cada dos niveles a excepción del primer entrepiso. Luego, para definir el problema de optimización se establece las restricciones y se selecciona una serie de parámetros, cuyo valor son inalterables durante todo el proceso de optimización.

Figura 71

Grupos de diseño de pórtico plano



Nota. Elaboración propia

8.2.1 Parámetros

8.2.1.1 Parámetros geométricos y de materiales

Los parámetros geométricos para el pórtico A se indican en la tabla 12, junto con sus valores adoptados. Los parámetros relativos de costo de los materiales fueron actualizados a la moneda peruana, los precios unitarios se muestran en la tabla 13.

Tabla 12*Parámetros geométricos y de materiales*

Parámetro	Descripción	Valor
1	Número de vanos	2
2	Número de pisos	7
3	Altura del primer piso (m)	4.5
4	Altura de entrepiso (m)	3
5	Luz de cada vano (m)	6
6	Recubrimiento (cm)	2.5
7	Resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm ²)	280
8	Esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm ²)	4200
9	Peso específico de concreto armado (kgf/m ³)	2400
10	Peso específico de acero de refuerzo (kgf/m ³)	7850
11	Tamaño máximo del agregado (cm)	2.5

Nota. Adaptado de Cusipuma (2015)

Tabla 13*Parámetros de precio unitario de materiales*

Parámetro	Descripción	Valor
12	Costo de madera para encofrado (soles/m ²)	86.11
13	Costo de acero de refuerzo (soles/kg)	8.07
14	Costo de concreto (soles/m ³)	372.39

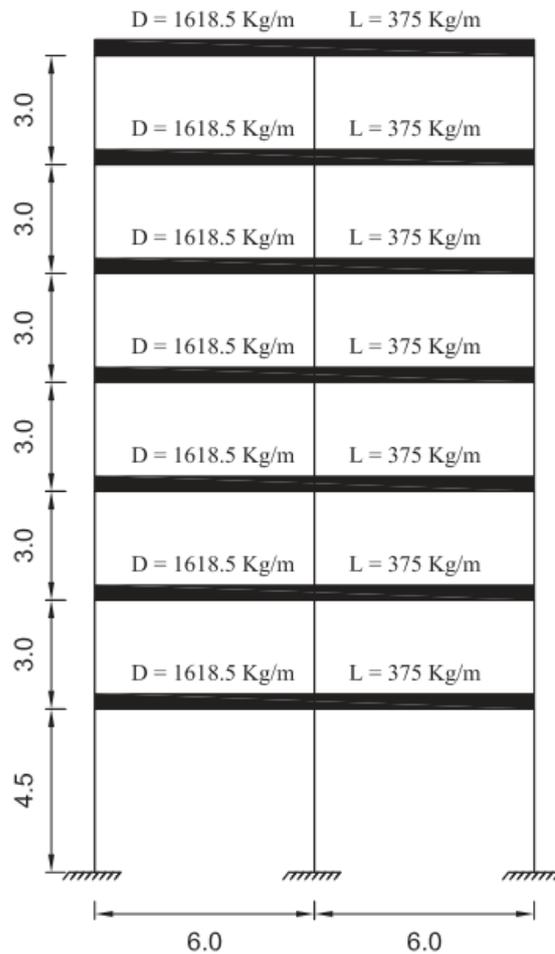
Nota. Adaptado de Cusipuma (2015)

8.2.1.2 Parámetros de acciones**a) Cargas permanentes y variables**

La losa de entrepiso es el mismo en todos los niveles del edificio. El análisis de carga muerta se realiza por área unitaria, la sobrecarga considerada es de 250 kgf/m². La distribución de cargas a las vigas se emplea por área tributaria, la losa de entrepiso es unidireccional. En la figura 72 se muestra el resumen de las cargas permanentes (D) y variables (L) por metro lineal.

Figura 72

Cargas sobre pórtico externo eje A



Nota. Cusipuma (2015)

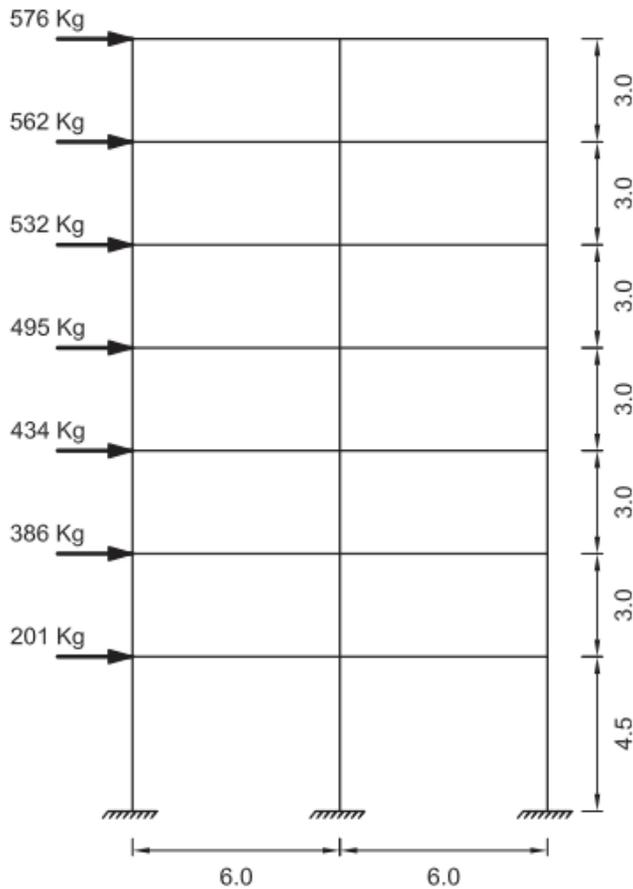
b) Cargas de viento

Para el análisis estructural por carga de viento se utiliza el método analítico de la ASCE 7-10. El edificio de oficinas puede considerarse como categoría II. La velocidad básica del viento es 120 km/h (33.33 m/s).

En los lados de barlovento y sotavento, respectivamente, el viento ejerce presión y succión. Los cerramientos están sometidos a presión (o succión), estos se comportan como una losa, transportando las cargas de presión a los entrepisos, debido a que las losas trabajan como diafragmas pues tiene una rigidez alta en su plano, transportan las cargas distribuidas a los componentes de rigidez verticales. La distribución de las fuerzas de viento en altura se representa en la figura 73.

Figura 73

Fuerzas causadas por acción del viento en los ejes A y D



Nota. Cusipuma (2015)

8.2.2 Variables de decisión

Las variables de diseño o decisión del problema de optimización tienen naturaleza discreta por temas de construcción, en la tabla 14 y 15 se resume los límites e intervalos de iteración. Cabe indicar que la cantidad de variables de decisión difiere del problema original, la propuesta en esta investigación permite la reducción de variables para optimizar el tiempo de cómputo según las recomendaciones de la tesis de referencia

Tabla 14

Variables de decisión de vigas

Variable	Descripción	Límite inferior	Intervalo	Límite superior	Valores posibles
1	Base de viga (cm)	25	5	30	2
2	Peralte de viga (cm)	40	5	55	4

Nota. Adaptado de Cusipuma (2015)

Tabla 15*Variables de decisión de columnas*

Variable	Descripción	Límite inferior	Intervalo	Límite superior	Valores posibles
3	Base de columna (cm)	25	5	45	5
4	Peralte de columna (cm)	30	5	60	7
5	Cantidad de barras longitudinal en dir Y	2	1	4	3
6	Cantidad de barras longitudinal en dir Z	2	1	4	3
7	Diámetro de barras longitudinal lateral (plg)	5/8	1/8	1	3
8	Diámetro de barras longitudinal en esquina (plg)	5/8	1/8	1	3

Nota. Adaptado de Cusipuma (2015)

La cantidad de barras longitudinal indicado en la tabla 15 depende del lado de la columna, se seleccionó 3 valores posibles (por encima del promedio) con el objetivo de estimar el espacio de soluciones. Notar que los diámetros de acero son diámetros nominales y en el Perú no es comercial el diámetro 7/8”.

8.2.3 Dimensión del espacio de soluciones

Con el objeto de reducir el número de variables del problema de optimización se ha considerado para el pórtico plano 4 grupos de diseño de vigas y 8 grupos de columnas, alcanzando en total 56 variables de diseño (espacio de solución de 56 dimensiones). Teniendo en cuenta los posibles valores que pueden tomar cada variable de decisión, el número máximo de soluciones es:

$$2^4 \times 4^4 \times 5^8 \times 7^8 \times 3^8 \times 3^8 \times 3^8 \times 3^8 \approx 1.7 \times 10^{31}$$

La comprobación de cada solución requiere un tiempo computacional medio de 18.44 s, por lo que el intento de comprobar todo el espacio de soluciones duraría un tiempo del orden de 1.0×10^{25} años. Dicho de otra manera, desde el origen del universo hasta la actualidad ha transcurrido un tiempo aproximado de 1.4×10^{10} años, entonces iterar por todas las posibles soluciones duraría un tiempo mucho mayor a la edad del universo, por lo tanto, es imposible efectuar dicha prueba en la actualidad.

8.2.4 Formulación matemática del problema de optimización

El costo directo (CD) del pórtico plano se evalúa mediante la suma de los metrados correspondientes de cada partida por sus precios unitarios. Entonces el problema de optimización se basa en minimizar la función objetivo de costo, notar que el autor ha adaptado la función objetivo y sus restricciones en contraste con la tesis de referencia.

$$CD = \min f \left[\sum_{v=1}^{nv} (V_v C_c + (P_{slv} + P_{stv}) C_s + A_v C_e) + \sum_{c=1}^{nc} (V_c C_c + (P_{slc} + P_{stc}) C_s + A_c C_e) \right]$$

Sujeto a las restricciones en vigas:

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{\phi M_n} < 1$$

$$As_{min} \leq A_{sv} \leq As_{max}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{V_u}{\phi V_n} < 1$$

$$V_u - \phi (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d) \leq 0$$

$$0.25 - b_v \leq 0$$

Sujeto a las restricciones en columnas:

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{\phi M_n} < 1$$

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{\phi P_n} < 1$$

$$0.01A_g \leq A_{sc} \leq 0.06A_g$$

$$\frac{D}{C} = \frac{V_u}{\phi V_n} < 1$$

$$V_u - \phi (V_c + 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d) \leq 0$$

$$0.25 - b_c \leq 0$$

Donde:

V_v : Volumen de concreto de viga	M_u : Momento flector último en una sección
P_{stv} : Peso de acero longitudinal de viga	ϕM_n : Momento resistente en una sección
P_{stv} : Peso de acero transversal de viga	AS_{min} : Acero mínimo por flexión
A_v : Area de encofrado de viga	A_{sv} : Acero colocado por flexión
V_c : Volumen de concreto de columna	AS_{max} : Acero máximo por flexión
P_{stc} : Peso de acero longitudinal de columna	V_u : Cortante último en una sección
P_{stc} : Peso de acero transversal de columna	ϕV_n : Cortante resistente en una sección
A_c : Area de encofrado de columna	V_c : Cortante proporcionado por el concreto
C_c : Precio unitario de volumen de concreto	b_w : Ancho del alma de la viga
C_s : Precio unitario de acero de refuerzo	d : Peralte efectivo
C_e : Precio unitario de encofrado	b_v : Ancho de viga
v : Elemento viga	P_u : Carga axial último en una sección
nv : Cantidad total de vigas	ϕP_n : Carga axial resistente en una sección
c : Elemento columna	A_{sc} : Acero por flexo-compresión en columna
nc : Cantidad total de columnas	A_g : Area bruta de columna
$\frac{D}{C}$: Ratio demanda / capacidad	b_c : Ancho de columna

8.3 Optimización mediante OptimFrame2D

En la tesis de referencia de Cusipuma (2015) se desarrolló un programa llamado OptimFrame2D (por las siglas en inglés Optimization - Frame 2D). El código del programa fue escrito en el lenguaje de MATLAB R2014a, este cuenta con un módulo de optimización y un módulo de análisis estructural, el cual permite realizar el proceso de diseño óptimo.

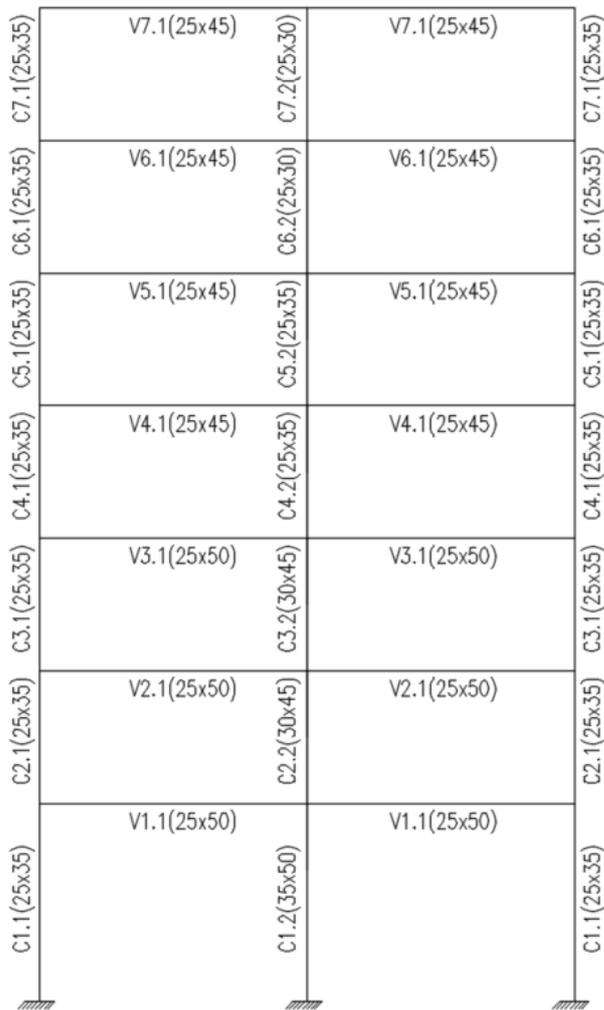
8.3.1 Resultados de la optimización estructural

Para la optimización del pórtico se realizaron un total de 15 ejecuciones, se obtuvo el costo mínimo en un tiempo aproximado de 7 h, se empleó para cada proceso de optimización una población de 150 a 300 individuos y un total de 150 a 500 generaciones. La ejecución del algoritmo se realizó en una laptop HP con características de: procesador Intel (R) Core (TM) i5-3210M CPU @2.50 GHz, RAM 8.00 GB, sistema operativo de Windows 8 de 64 bits.

La geometría del pórtico plano óptimo se muestra en la figura 74, cabe resaltar que la nomenclatura de los nombres de las vigas y columnas fueron actualizados, así como el diámetro del acero nominal empleado en Perú. En el anexo B (plano E-01) se muestra las vistas de encofrado y armadura del pórtico a detalle. El costo directo óptimo a nivel de casco estructural actualizado según los criterios empleados por SADAI (ver ítem 8.4.1) es S/. 35,606.91

Figura 74

Secciones óptimas en pórtico extremo eje A y D



Nota. Cusipuma (2015)

8.4 Optimización mediante SADAI

8.4.1 Diferencias con OptimFrame2D

Por cuestiones de practicidad y escalamiento del código de programación a problemas de optimización de pórticos tridimensional, SADAI se diferencia de OptimFrame2D en:

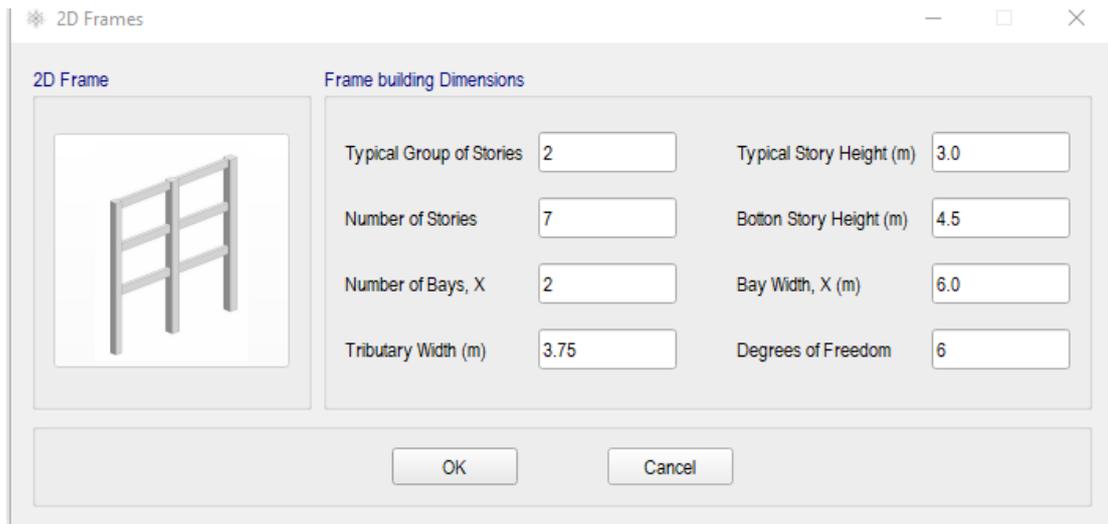
- a) El primer grupo de diseño de vigas conforman todos los elementos del entrepiso 1 (en OptimFrame2D conforma el primer y segundo piso), el segundo grupo de diseño conforman todos los elementos del entrepiso 2 y 3 (en OptimFrame2D es el entrepiso 3 y 4) y así sucesivamente.
- b) No se considera el análisis de segundo orden ($P-\Delta$) para efectos de esbeltez, el autor desprecia dicho efecto porque ha notado que en el pórtico de referencia el factor de mayoración de los momentos en la base de las columnas está en el orden de 1.15.
- c) Las fuerzas internas de momento flector y cortante se obtienen a ejes del modelo, es decir no se considera brazo rígido en los nudos.
- d) El criterio de corte de bastones está basado en una fracción de la longitud del tramo, dicha práctica es común en las oficinas de proyectos para pórticos que trabajan principalmente a gravedad.
- e) El acero de refuerzo por flexión de vigas no se ha modelado como una variable de decisión, sino se calcula y se busca de una lista de secciones predefinidas el área de acero más próximo al requerido para así lograr disminuir la dimensionalidad del espacio de soluciones.
- f) El acero transversal no es un parámetro, sino es un valor calculado para la demanda de cortante en vigas y columnas. Se propone el acero mínimo y luego se verifica.
- g) El número de filas de acero longitudinal de columnas y su diámetro (lateral o de esquina) se busca de una lista de secciones predefinidas.
- h) En relación a las restricciones, si bien se resumió en el apartado de formulación matemática del problema de optimización, SADAI tiene implementado todas las ecuaciones descritas en el capítulo VII, es decir que conservadoramente el pórtico cumple las especificaciones de geometría y armado mínimo para zonas sísmicas.
- i) La función objetivo de SADAI no considera el costo unitario de mano de obra.
- j) Se empleó diámetros nominales de acero de refuerzo de Perú.

8.4.2 Modelo estructural

La geometría del modelo numérico se genera automáticamente en el software SADAI mediante la interfaz de pórtico 2D, en la figura 75 y 76 se visualiza los parámetros geométricos y su representación gráfica, respectivamente. Las secciones óptimas y su refuerzo se obtendrá durante el proceso de optimización y se mostrará en el capítulo X.

Figura 75

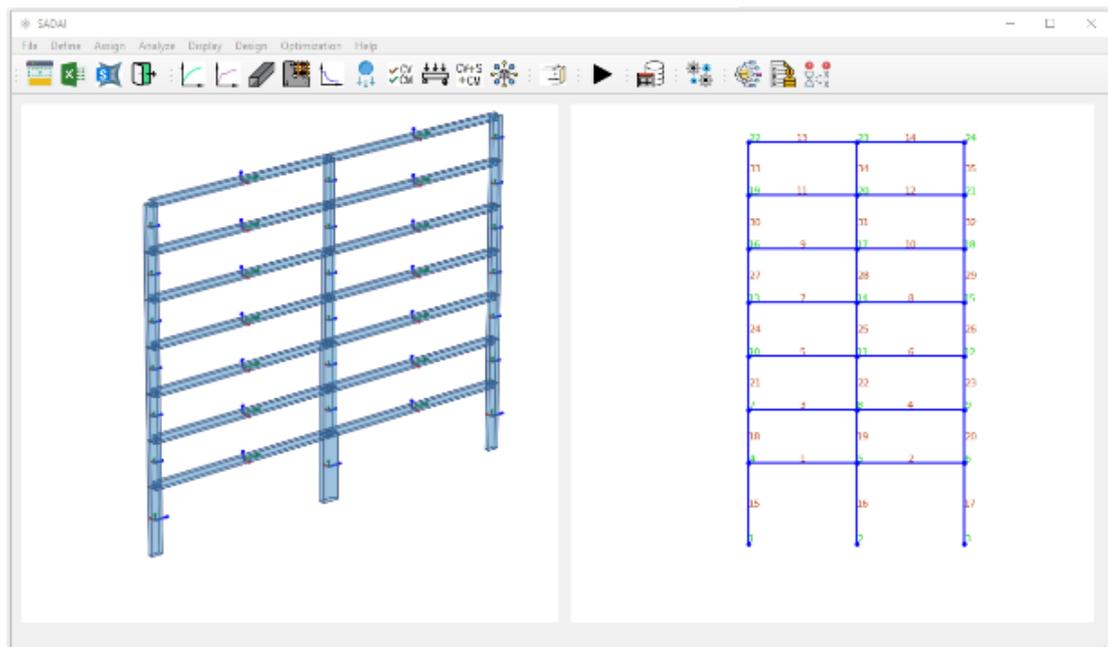
Datos de geometría del pórtico 2D a optimizar



Nota. Elaboración propia

Figura 76

Modelo analítico del pórtico 2D a optimizar



Nota. Elaboración propia

CAPÍTULO IX: OPTIMIZACIÓN DE EDIFICIO TRIDIMENSIONAL

9.1 Descripción del edificio

9.1.1 Ubicación

El edificio hipotético se ubica en el departamento de Junin, provincia de Chanchamayo y distrito de Chanchamayo. La topografía del terreno es relativamente plana, el predio presenta un area total de 1000 m². La edificación se emplazará en el centro del terreno y tendra un area techada total de 2500 m² aproximadamente (incluye escalera de circulación y evacuación).

9.1.2 Arquitectura

El edificio será destinado para uso de oficinas de un importante laboratorio de investigación de inteligencia artificial peruana. La edificación tendrá 5 niveles, todos los entresijos presentan una altura de 3.00 m. El nivel de piso terminado (NPT) del primer nivel se ubica a +0.30 m. Las escaleras serán estructuras de concreto armado independiente al edificio principal.

9.1.3 Estructura

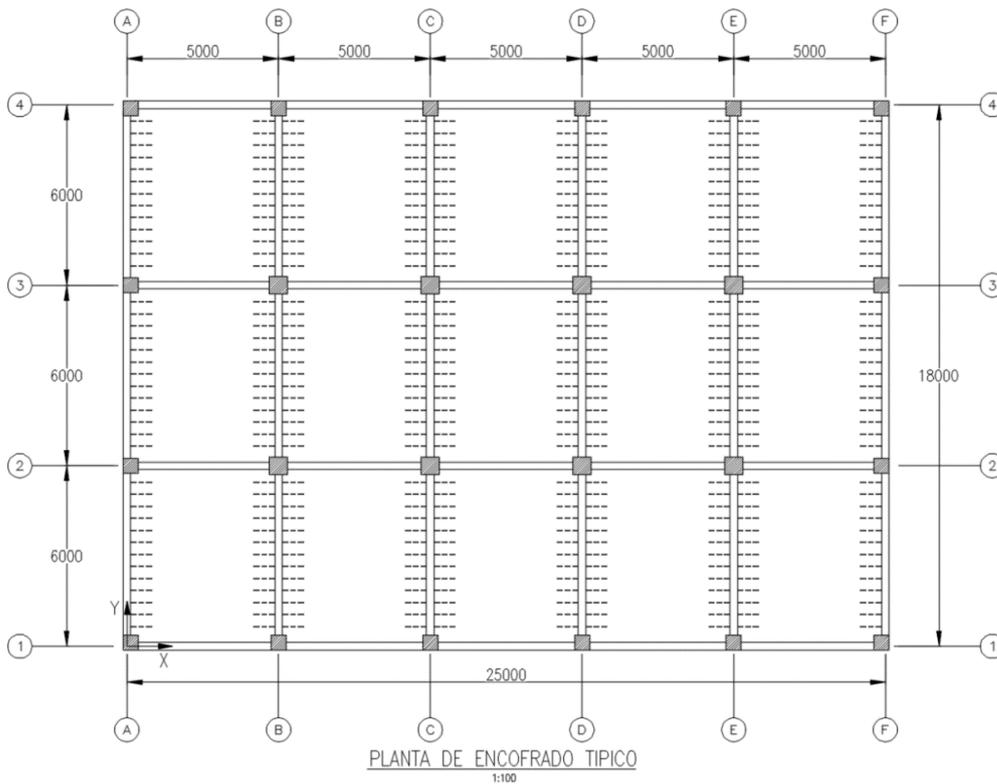
El sistema estructural adoptado en las dos direcciones ortogonales será de porticos de concreto armado, según los requerimientos del cliente el edificio se diseñara como porticos especiales resistentes a momentos. Los muros de albañileria se consideran aislados de la estructura, el sistema de techo será de losas aligeradas unidireccionales.

Del estudio de mecanica de suelos fictisio se concluye que la profundidad de desplante de la cimentación es $D_f=1.30$ m, por lo tanto el nivel de fondo de cimentación (NFC) se ubica a -1.30 m. Considerando un peralte de zapata de 0.60 m la altura de la columna del primer nivel es 4.00 m.

En la figura 77 se muestra la planta de encofrado tipico del edificio y los ejes resistentes a fuerzas laterales. En la figura 78 se observa una vista tridimensional de la estructura, notar que la optimización de la cimentación no pertenece al alcance del trabajo, por lo tanto no se muestra en dicha vista. En el caso de la losa aligerada, el espesor permanece constante en cada generación del algoritmo implementado.

Figura 78

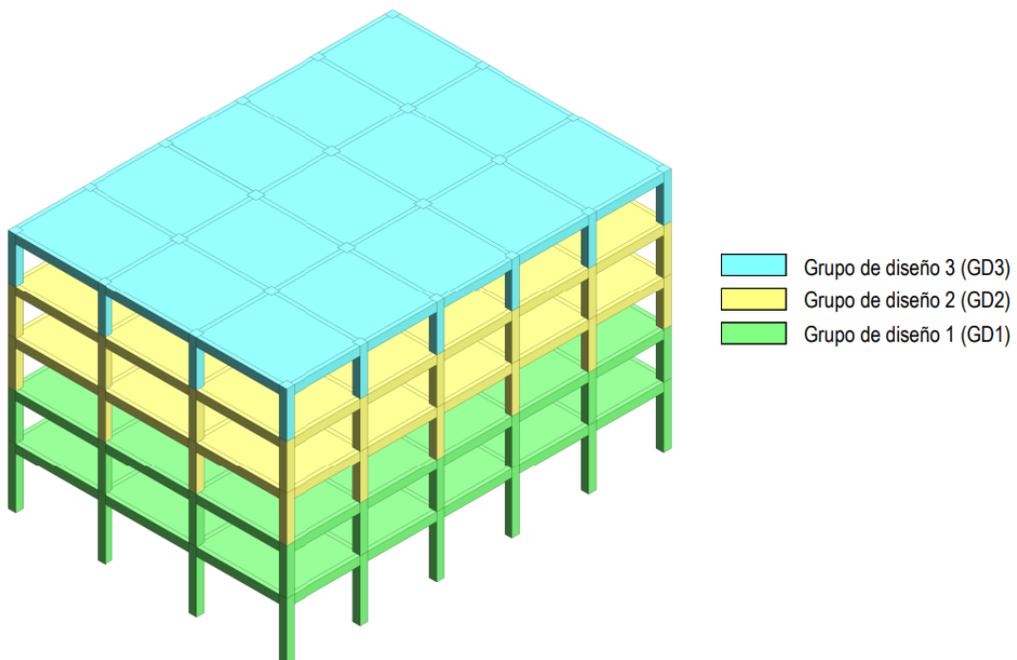
Planta de encofrado típico de 1° al 5° nivel



Nota. Elaboración propia

Figura 77

Edificio tridimensional a optimizar



Nota. Elaboración propia

9.2 Análisis y diseño tradicional

9.2.1 Grupos de diseño

Es común uniformizar la geometría y refuerzo de elementos estructurales con comportamiento y ubicación similares, se suele agrupar las vigas y columnas por criterios de celeridad en el análisis y diseño estructural, constructabilidad y rapidez durante la ejecución de obra. El objetivo de los grupos de diseño es reducir las variables de análisis y diseño para lograr una estructura técnica y económicamente viable para el cliente final. Los grupos de diseño repercuten directamente, además de la etapa de diseño, durante la etapa de ejecución de obra, está demostrado que el rendimiento aumenta conforme el personal obrero se especializa y repite una determinada actividad. En el caso de la partida de encofrado de elementos verticales con igual geometría, el carpintero al repetir el mismo procedimiento en dos o tres pisos cada vez lo realizará en menor tiempo y por lo tanto se tendrá un incremento de la productividad.

9.2.1.1 Vigas

Un grupo de diseño de vigas puede establecerse cada dos o tres niveles según criterios de resistencia estructural o velocidad durante la construcción, a su vez cada grupo de diseño contiene tipos de vigas que se agrupan según su área tributaria y la demanda de fuerzas que estas presentan. En la tabla 16 se define los grupos de diseño de vigas del edificio cada 2 niveles y en la figura 79 su representación gráfica por colores.

Tabla 16

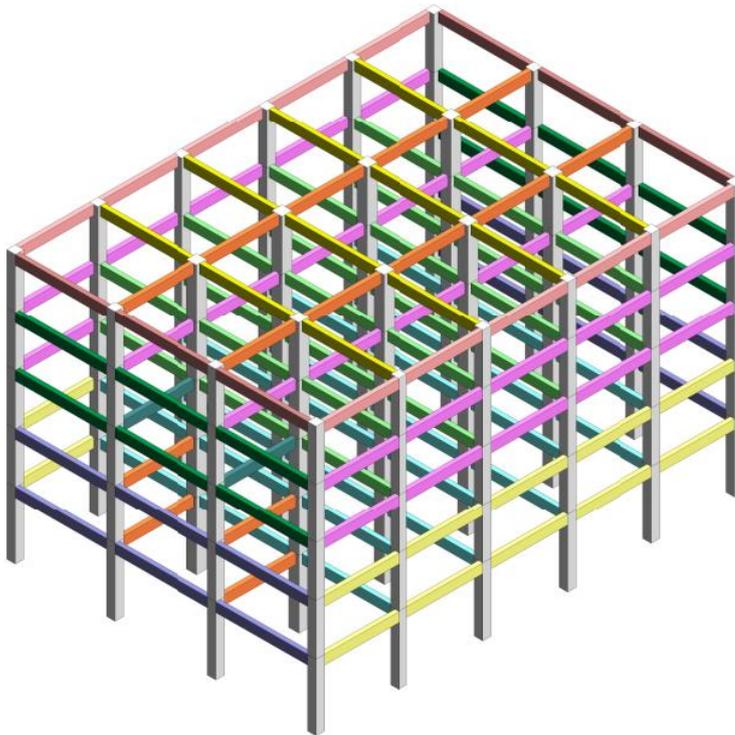
Grupo de diseño de vigas

Ubicación de viga	GD-1		GD-2		GD-3
	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Dirección X exterior	V1.1	V2.1	V3.1	V4.1	V5.1
Dirección X interior	V1.2	V2.2	V3.2	V4.2	V5.2
Dirección Y exterior	V1.3	V2.3	V3.3	V4.3	V5.3
Dirección Y interior	V1.4	V2.4	V3.4	V4.4	V5.4

Nota. Elaboración propia

Figura 79

Visualización 3D de grupos de diseño de vigas



Nota. Elaboración propia

9.2.1.2 Columnas

Un grupo de diseño de columnas puede establecerse cada dos o tres niveles según criterios de resistencia, comportamiento estructural y velocidad de construcción durante la ejecución de obra, a su vez cada grupo de diseño contiene tipos de columnas que son agrupadas según su área tributaria y la demanda de fuerzas que estas presentan. En la tabla 17 se define los grupos de diseño de columnas del edificio cada 2 niveles y en la figura 80 su representación gráfica por colores.

Tabla 17

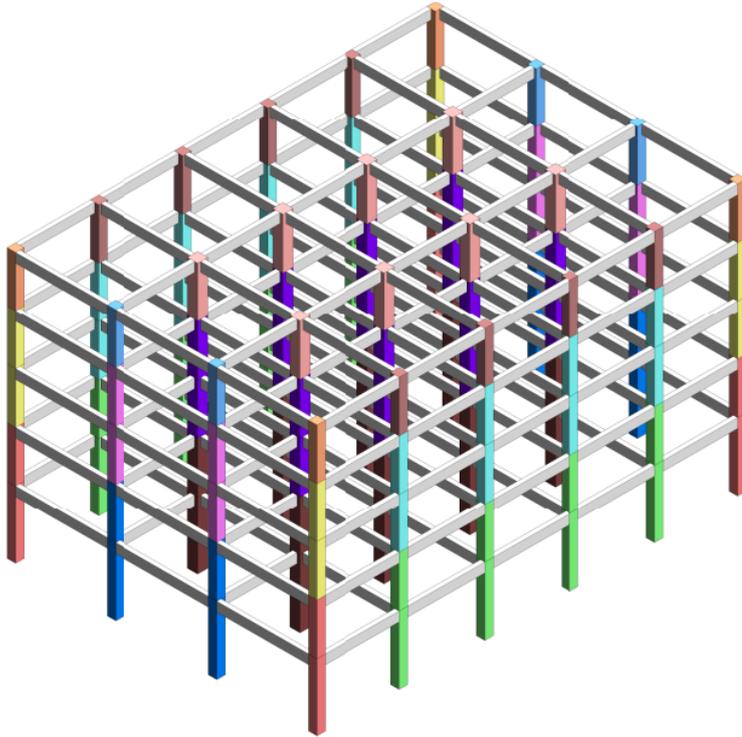
Grupo de diseño de columnas

Ubicación de columna	GD-1		GD-2		GD-3
	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Esquina	C1.1	C2.1	C3.1	C4.1	C5.1
Perimetral	C1.2	C2.2	C3.2	C4.2	C5.2
Perimetral	C1.3	C2.3	C3.3	C4.3	C5.3
Central	C1.4	C2.4	C3.4	C4.4	C5.4

Nota. Elaboración propia

Figura 80

Visualización 3D de grupos de diseño de columnas



Nota. Elaboración propia

9.2.2 Predimensionamiento

9.2.2.1 Losa aligerada unidireccional

Según Blanco (2011) el peralte de las losas aligeradas en una dirección con sobrecarga máxima de 350 kg/m² podrá ser dimensionado en función de su luz de flexión principal. De la tabla 18 se observa que para una luz estructural de 5.0 m el espesor de la losa aligerada (incluye losa superior de 5cm) será de 0.20 m en todos niveles.

Tabla 18

Espesores recomendado de aligerado unidireccional y peso propio

Luz estructural (Le) m	Peralte (h) m	Peso propio kg/m ²
$Le \leq 4.0$	0.17	280
$4.0 \leq Le \leq 5.5$	0.20	300
$5.5 \leq Le \leq 6.5$	0.25	350
$6.0 \leq Le \leq 7.5$	0.30	420

Nota. Adaptado de Blanco (2011)

9.2.2.2 Vigas

Según Oviedo (2016) el peralte (h) de las vigas principales depende de la luz libre (L_n) y un coeficiente α que a su vez depende de la sobrecarga (ver tabla 19). El ancho de la viga (b) es función del ancho tributario B .

La altura de las vigas secundarias se predimensiona mediante ($L_n/14$) y se considera el ancho mínimo 0.25 m (basado en las especificaciones de la E.060).

$$h = \frac{L_n}{\alpha} \quad (61)$$

$$b = \frac{B}{20} \geq 0.25 \quad (62)$$

Tabla 19

Factor de sobrecarga de viga principal

Sobrecarga (kg/m ²)	α
$S/C \leq 200$	12
$200 < S/C \leq 350$	11
$350 < S/C \leq 600$	10
$600 < S/C \leq 750$	9

Nota. Adaptado de Oviedo (2016)

En la tabla 20 se resume el predimensionamiento de las vigas según los grupos de diseño y ubicación en planta, la geometría propuesta cumple las restricciones sismorresistentes especificados en la sección 7.6.1. Debido al sistema estructural se considera en las dos direcciones vigas principales puesto que forman pórticos resistentes a fuerzas laterales.

Tabla 20*Resumen de predimensionamiento de sección de vigas*

Grupo de diseño	Ubicación de viga	Ln m	B m	b m	h m	Ln/d	b/h
GD-1	Dir X exterior	4.50	0.75	0.25	0.55	9.18	0.45
	Dir X interior	4.50	1.50	0.25	0.55	9.18	0.45
	Dir Y exterior	5.50	2.50	0.25	0.55	11.22	0.45
	Dir Y interior	5.50	5.00	0.25	0.55	11.22	0.45
GD-2	Dir X exterior	4.50	0.75	0.25	0.55	9.18	0.45
	Dir X interior	4.50	1.50	0.25	0.55	9.18	0.45
	Dir Y exterior	5.50	2.50	0.25	0.55	11.22	0.45
	Dir Y interior	5.50	5.00	0.25	0.55	11.22	0.45
GD-3	Dir X exterior	4.50	0.75	0.25	0.55	9.18	0.45
	Dir X interior	4.50	1.50	0.25	0.55	9.18	0.45
	Dir Y exterior	5.50	2.50	0.25	0.55	11.22	0.45
	Dir Y interior	5.50	5.00	0.25	0.55	11.22	0.45

Nota. Elaboración propia

Se espera que el predimensionamiento solicite en el diseño estructural una sección simplemente reforzada. Ahora bien, con el objeto de imitar el diseño tradicional, el calculista suele especificar la misma geometría de las vigas en todos los niveles con el objetivo de uniformizar el peralte y disminuir el tiempo de diseño y elaboración de planos.

9.2.2.3 Columnas

En el libro de Oviedo (2016) se establece el área mínima de la columna según la ecuación (63) y ubicación de la misma (ver tabla 21).

$$A_{col} = \frac{\lambda P_g}{\eta f'_c} \quad (63)$$

Donde:

A_{col} = Área bruta de columna

P_g = Carga gravitacional en servicio (CM+CV)

λ, η = Factores que dependen de la ubicación de la columna

Tabla 21*Factores para predimensionamiento de columnas*

Ubicación de columna	λ	η
Central	1.10	0.30
Perimetral	1.25	0.25
Esquina	1.50	0.20

Nota. Adaptado de Oviedo (2016)

A modo de ejemplo, se realiza el metrado de carga muerta y viva de las columnas: central, perimetral y esquinera mediante el método de área tributaria. De la tabla 22 se obtiene que la carga en servicio dividido entre su área tributaria y número de pisos resulta en 1.05 tf/m² para el caso de la columna central y 1.15 tf/m² para la columna perimetral. Entonces, el ratio de carga en servicio (CM+CV) para un edificio de oficinas es 1.10 tf/m², dicho ratio se suele emplear en las oficinas de proyectos para el predimensionamiento de columnas.

Tabla 22

Metrado de cargas de columnas

Ubicación de columna	Descripción	Pisos	Área tributaria		Carga tf/m ²	Peso tf	
			Largo (m)	Ancho (m)			
Central	Peso de acabados	5	5.00	6.00	0.10	15.00	
	Peso tabiquería típica	5	5.00	6.00	0.20	30.00	
	Peso de aligerado	5	5.00	6.00	0.30	45.00	
	Sobrecarga típica	5	5.00	6.00	0.25	37.50	
	Descripción	Cantidad	Sección		Longitud m	Peso tf	
	Vigas en dirección X	5	0.25	0.55	4.40	7.26	
	Vigas en dirección Y	5	0.25	0.55	5.40	8.91	
	Columna asumida	1	0.60	0.60	16.00	13.82	
	Perimetral	Descripción	Pisos	Área tributaria		Carga tf/m ²	Peso tf
		Peso de acabados	5	5.00	2.88	0.10	7.19
Peso tabiquería típica		5	5.00	2.88	0.20	14.38	
Peso de aligerado		5	5.00	2.88	0.30	21.56	
Sobrecarga típica		5	5.00	2.88	0.25	17.97	
Descripción		Cantidad	Sección		Longitud m	Peso tf	
Vigas en dirección X		5	0.25	0.55	4.50	7.43	
Vigas en dirección Y		5	0.25	0.55	2.88	4.74	
Columna asumida		1	0.50	0.50	16.00	9.60	
Esquina		Descripción	Pisos	Área tributaria		Carga tf/m ²	Peso tf
	Peso de acabados	5	2.38	2.88	0.10	3.41	
	Peso tabiquería típica	5	2.38	2.88	0.20	6.83	
	Peso de aligerado	5	2.38	2.88	0.30	10.24	
	Sobrecarga típica	5	2.38	2.88	0.25	8.54	
	Descripción	Cantidad	Sección		Longitud m	Peso tf	
	Vigas en dirección X	5	0.25	0.55	2.38	3.92	
	Vigas en dirección Y	5	0.25	0.55	2.88	4.74	
	Columna asumida	1	0.50	0.50	16.00	9.60	

Nota. Elaboración propia

En la tabla 23 se resumen los parámetros para predimensionar las columnas correspondientes al primer grupo de diseño (GD-1). Las dimensiones finales de las columnas se verificarán por flexo-compresión y criterios sismorresistente.

Tabla 23

Resumen de secciones de columnas de GD-1

Ubicación de columna	Pg tf	Acol cm2	Base m	Peralte m	Ac cm2
Central	157.49	2750	0.60	0.60	3600
Perimetral	82.86	1973	0.50	0.50	2500
Esquina	47.28	1689	0.50	0.50	2500

Nota. Elaboración propia

En la tabla 24 se resume el predimensionamiento de todas las columnas según los grupos de diseño definidos y área tributaria. El predimensionamiento cumple las restricciones sismorresistentes especificados en la sección 7.6.2. Notar que las columnas por criterio de resistencia estructural y proceso constructivo se replica en todos los niveles, esto es común en las oficinas de diseño con flujos de trabajo tradicional donde se suele simplificar las horas de diseño y detallado de armadura realizando esta simplificación.

Tabla 24

Resumen de predimensionamiento de secciones de columnas

Grupo de diseño	Ubicación de columna		Base m	Peralte m
GD-1	C1.1	C2.1	0.50	0.50
	C1.2	C2.2	0.50	0.50
	C1.3	C2.3	0.50	0.50
	C1.4	C2.4	0.60	0.60
GD-2	C3.1	C4.1	0.50	0.50
	C3.2	C4.2	0.50	0.50
	C3.3	C4.3	0.50	0.50
	C3.4	C4.4	0.60	0.60
GD-3	C5.1		0.50	0.50
	C5.2		0.50	0.50
	C5.3		0.50	0.50
	C5.4		0.60	0.60

Nota. Elaboración propia

9.2.3 Análisis estructural

9.2.3.1 Geometría y modelamiento

El modelo numérico elástico lineal se elaboró en el software SAP2000 v22.2.0, la geometría transversal se definió según lo indicado en la sección de predimensionamiento. Para el modelado de columnas y vigas se empleó elementos frame. Los nudos de los porticos se modelaron sin brazo rígido y se consideran las rigideces brutas de los elementos.

Las alturas de entrepiso se tomaron según los criterios establecidos en 9.1.2 y 9.1.3. Debido al sistema de techo, ausencia de aberturas y relación de dimensiones en la planta se considera diafragma rígido para el modelamiento sísmico.

9.2.3.2 Materiales

Las propiedades elásticas lineales del concreto se muestra en la tabla 25 y las propiedades del acero de refuerzo en la tabla 26.

Tabla 25

Propiedades del concreto

Descripción	Valor	Unidad
Peso específico	2.4	tf/m ³
Resistencia a la compresión	280	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad	252671	kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson	0.2	
Módulo de corte	105280	kgf/cm ²

Nota. Elaboración propia

Tabla 26

Propiedades del acero de refuerzo

Descripción	Valor	Unidad
Peso específico	7.85	tf/m ³
Esfuerzo de fluencia	4200	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad	2000000	kgf/cm ²

Nota. Elaboración propia

9.2.3.3 Cargas

En la tabla 27 se resume las cargas muertas y sobrecarga viva que soportará el sistema de techos de la edificación. Se ha propuesto la orientación de las viguetas en la dirección global X en todos los niveles, por lo tanto las vigas peraltadas en la dirección Y soportan todas las cargas impuestas sobre la losa.

El autor decidió considerar una influencia del área tributaria del aligerado en la dirección X de un 15% medido perpendicularmente a la dirección de las viguetas debido a observaciones en modelos de elementos finitos cerca del extremo del paño de losa, pues en dichas regiones se presenta deformaciones en dos direcciones y conservadoramente el ratio asumido considerará dicho efecto (notar que se tiene un solape de áreas).

Tabla 27

Carga distribuida de área sobre sistema de techos

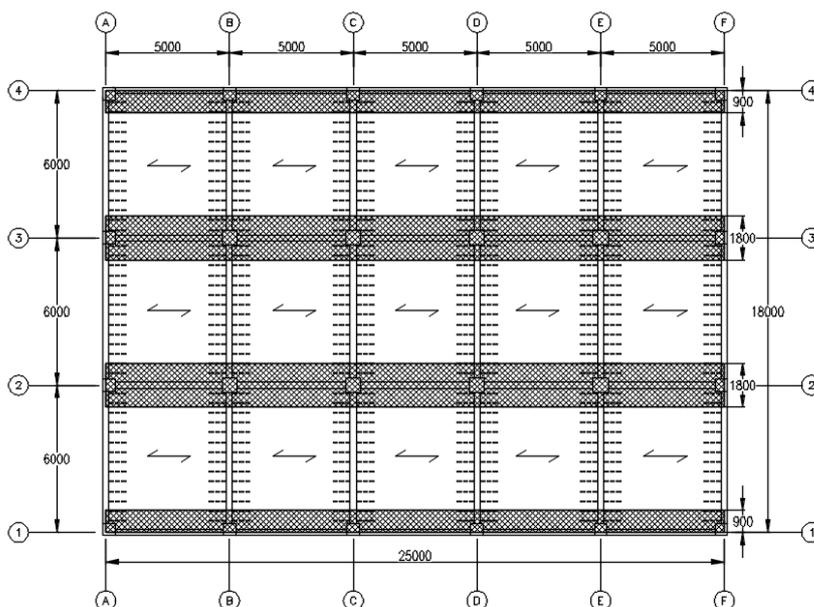
Descripción	Caso de carga	Carga tf/m ²
Peso de acabados	CM	0.10
Peso tabiquería típica	CM	0.20
Peso de aligerado	CM	0.30
Sobrecarga típica	CV	0.25

Nota. Elaboración propia

En la figura 81 y 82 se muestra en hatch de color negro el ancho tributario de losa que soporta las vigas por cada dirección de análisis. En la tabla 28 se determina la carga distribuida repartida linealmente que actúa sobre cada viga, las cuales se asignarán directamente en el modelo numérico de SAP2000.

Figura 81

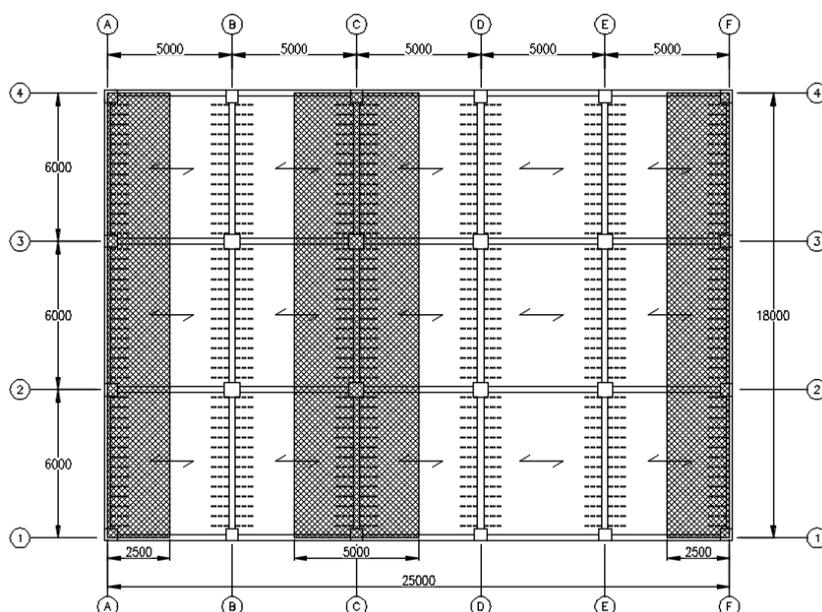
Área tributaria para vigas en dirección X



Nota. Elaboración propia

Figura 82

Area tributaria para vigas en dirección Y



Nota. Elaboración propia

Tabla 28

Carga distribuida sobre vigas

Carga distribuida de área (tf/m ²)	Dirección global	Ancho tributario de viga		Carga distribuida lineal	
		Exterior (m)	Interior (m)	Exterior (tf/m)	Interior (tf/m)
CM 0.60	X	0.90	1.80	0.540	1.080
	Y	2.50	5.00	1.500	3.000
CV 0.25	X	0.90	1.80	0.225	0.450
	Y	2.50	5.00	0.625	1.250

Nota. Elaboración propia

9.2.3.4 Análisis sísmico

Los parámetros sismorresistentes se determina para una estructura de pórticos en ambas direcciones, categoría C (uso de oficinas) y factor de suelo S1 según las tablas del item 6.2. Los Periodos de vibración se determinó mediante un analisis modal que considera las rigidez y distribución de masas apropiadamente, para la masa sismica se considera una probabilidad de ocurrencia del 25% de carga viva que contribuye a la fuerza inercial durante el movimiento sísmico.

Se considera 3 GDL por diafragma rígido, las fuerzas laterales de piso actúan en el centro de masa y considera el efecto torsional mediante una excentricidad accidental del 5% de la dimensión del diafragma en dirección perpendicular a la dirección de análisis. Del análisis modal se observa que la dirección Y es más flexible que la dirección X y que bastaría considerar 6 modos de vibración para un análisis modal espectral (este análisis no pertenece al alcance de la investigación). En la tabla 29 se resumen los parámetros sismorresistente para determinar el coeficiente de cortante basal y la fuerza de corte en la base para cada dirección principal de análisis.

Tabla 29

Resumen de parámetros de análisis estático

Descripción	Dir X	Dir Y	Unidades
Factor de zona (Z2)	0.25	0.25	g
Factor de uso (U)	1.00	1.00	
Factor de suelo (S1)	1.00	1.00	
Periodo de suelo en la plataforma (Tp)	0.40	0.40	s
Periodo de suelo largo (Tl)	2.50	2.50	s
Periodo de vibración de la estructura (T)	0.80	0.87	s
Factor de amplificación sísmica (C)	1.25	1.14	
Coficiente básico de reducción (Ro)	8.00	8.00	
Irregularidad en altura (Ia)	1.00	1.00	
Irregularidad en planta (Ip)	1.00	1.00	
Coficiente de reducción (R)	8.00	8.00	
Verificación $C/R \geq 0.11$	0.15	0.14	
Coficiente de cortante basal	0.039	0.036	
Parámetro de distribución de fuerza (k)	1.15	1.19	
Peso sísmico	2098	2098	tf
Cortante basal (V)	81.82	75.53	tf

Nota. Elaboración propia

En las tablas 30 y 31 se muestra las derivas máximas obtenidas de cada dirección principal de análisis. Se observa que la dirección Y es la más flexible y presenta una relación Demanda/Capacidad (D/C) máxima de 0.90. En la dirección X el ratio D/C alcanza un valor de 0.78.

Tabla 30*Deriva máxima debido al sismo estático en la dirección X*

Nivel	Ux_max (cm)	Δx (m)	h (m)	$\Delta x/h$ (‰)	$\Delta x/h < 7$ (‰)
1	1.74	0.0174	4.0	4.3	Ok
2	3.37	0.0163	3.0	5.4	Ok
3	4.80	0.0143	3.0	4.8	Ok
4	5.88	0.0109	3.0	3.6	Ok
5	6.55	0.0067	3.0	2.2	Ok

Nota. Elaboración propia**Tabla 31***Deriva máxima debido al sismo estático en la dirección Y*

Nivel	Uy_max (cm)	Δy (m)	h (m)	$\Delta y/h$ (‰)	$\Delta y/h < 7$ (‰)
1	1.89	0.0189	4.0	4.7	Ok
2	3.78	0.0189	3.0	6.3	Ok
3	5.48	0.0170	3.0	5.7	Ok
4	6.78	0.0130	3.0	4.3	Ok
5	7.60	0.0082	3.0	2.7	Ok

Nota. Elaboración propia

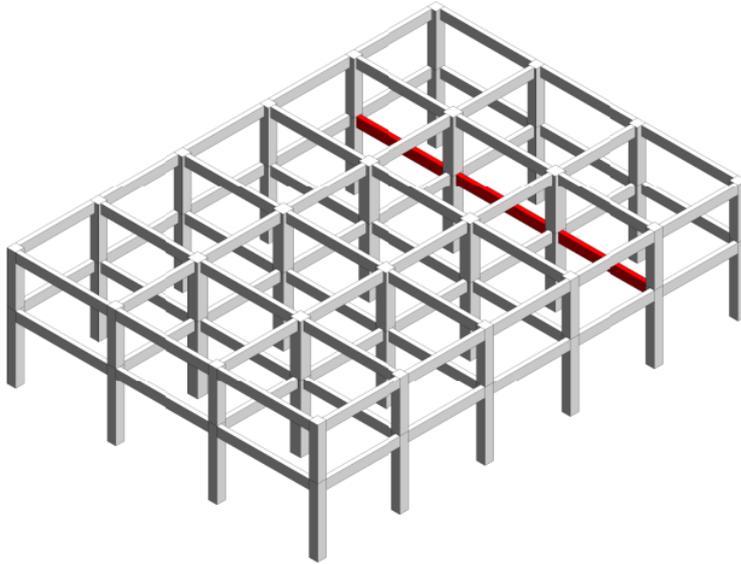
9.2.4 Diseño de elementos estructurales

9.2.4.1 Diseño de viga por flexión y corte

El diseño tradicional por resistencia de vigas consiste en seleccionar de un grupo de diseño el elemento que presenta mayor demanda de momento flector y cortante para la envolvente de todas las combinaciones de carga aplicable. Del GD-1 se encontró que la viga continúa ubicada en el eje E del primer nivel (ver figura 83) presenta mayores solicitaciones y se usará como ejemplo de diseño. En la figura 84, de arriba hacia abajo, se muestra la geometría, los diagramas de momento flector y cortante requerido de la viga V1.4.

Figura 83

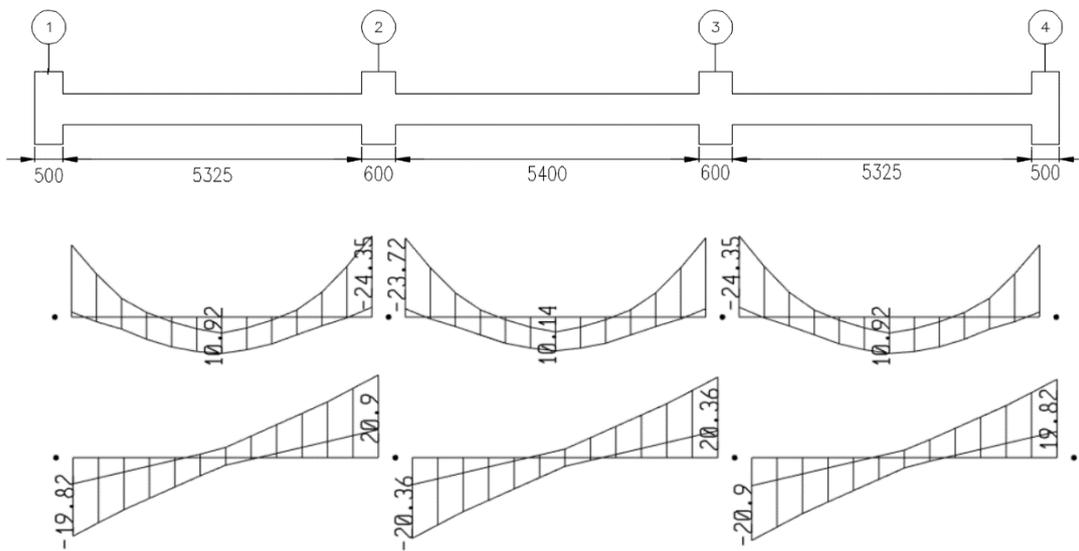
Ubicación de viga más crítica V1.4



Nota. Elaboración propia

Figura 84

Geometría, envolvente de DMF y DFC de viga V1.4



Nota. Elaboración propia

En la tabla 32 se resume el diseño por flexión de la viga V1.4, el acero negativo presenta $D/C=0.78$ y el acero positivo $D/C=0.60$. Las secciones cumplen las disposiciones mínimas indicado de la figura 60, donde el acero positivo colocado en la región de rótulas plásticas suministra una resistencia de $0.59\phi M_n(-)$ y el acero corrido superior e inferior resiste $0.59*\max(\phi M_n1(-), \phi M_n2(-))$. En la tabla 33 se resumen el diseño por cortante ($D/C=0.96$), el estribo mínimo dentro de la rótula plástica es suficiente para soportar las solicitaciones del análisis.

Tabla 32

Cálculo de acero longitudinal de viga V1.4

Código de viga	Estación	f_c kg/cm ²	b cm	h cm	r cm	d cm	M_u tf.m	a cm	a_b cm	As máx. cm ²	As min cm ²	As req cm ²	As col	As col cm ²	ϕM_n tf.m	$M_u/\phi M_n$ D/C	Ratio de ϕM_n por ductilidad	Check	Lb m
V1.4	I (-)	280	25	55	9	46	24.35	11.26	23.00	24.44	3.21	15.96	4Ø1"	20.4	29.92	0.78	-	Ok	1.70
	I (+)	280	25	55	6	49	0.00	0.00	24.50	26.03	3.42	0	2Ø1"	10.2	17.50	0.33	0.59	Ok	-
	C (-)	280	25	55	6	49	0.00	0.00	24.50	26.03	3.42	0	2Ø1"	10.2	17.50	0.33	0.59	Ok	-
	C (+)	280	25	55	6	49	10.92	4.36	24.50	26.03	3.42	6.17	2Ø1"	10.2	17.50	0.60	0.59	Ok	-
	J (-)	280	25	55	9	46	24.35	11.26	23.00	24.44	3.21	15.96	4Ø1"	20.4	29.92	0.78	-	Ok	1.70
	J (+)	280	25	55	6	49	0.00	0.00	24.50	26.03	3.42	0	2Ø1"	10.2	17.50	0.33	0.59	Ok	-

Nota. Elaboración propia

Tabla 33

Cálculo de acero transversal de viga V1.4

Código de viga	T	L_p m	L_n m	V_u tf	W_u tf/m	SX (+) Ve Ve2	SX (-) Ve1 Ve2	V tf	ϕV_n máx. tf	$V < \phi V_n$ máx.	ϕV_c tf	¿Requiere estribo?	ϕ nr plg	A_v cm ²	S_{max} cm	S_{col} cm	ϕV_s tf	ϕV_n tf	$V/\phi V_n$ D/C	Estribo Col
V1.4	T1	1.10		20.36				30.67		Ok		Si	3/8 2	1.42	11.5	10.0	23.32	31.99	0.96	3/8"@10
	T2	0.90	5.33	13.05	6.88	-5.9 30.67	30.67 -5.9	13.05	44.65	Ok	8.67	Si	3/8 2	1.42	11.5	20.0	11.66	20.33	0.64	3/8"@20
	T3	0.66		7.90				7.90		Ok		Mínimo	3/8 2	1.42	23.0	20.0	11.66	20.33	0.39	3/8"@20

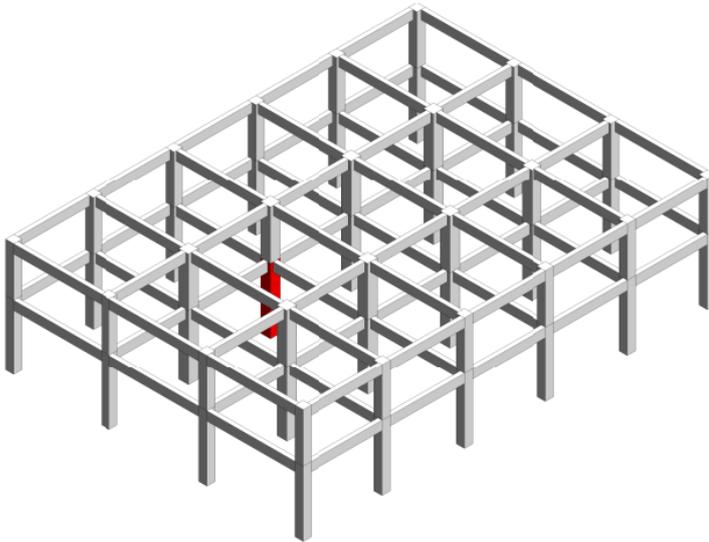
Nota. Elaboración propia

9.2.4.2 Verificación de columna por flexo-compresión

El diseño por resistencia de columnas se basa en seleccionar de un grupo de diseño el elemento que presenta mayor demanda de fuerzas. Del mismo modo que en el diseño de vigas, se encontró en el GD-1 que la columna central ubicada en el eje C3 del primer nivel (ver figura 85) presenta mayores solicitaciones y se usará como ejemplo de diseño. En la figura 86 se muestra la geometría de la columna C1.4 y la armadura a verificar por flexo-compresión, se propone una cuantía de acero de 1.26% conformado por 16Ø3/4”.

Figura 85

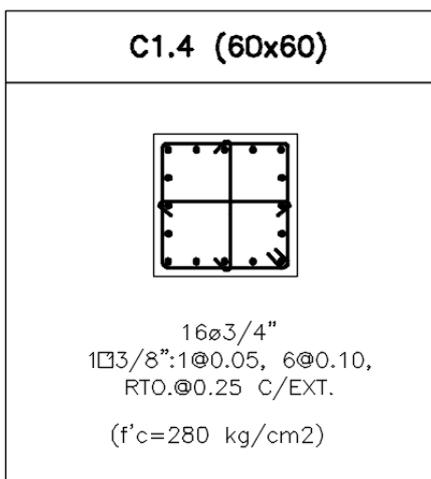
Ubicación de columnas central más crítica C1.4



Nota. Elaboración propia

Figura 86

Armadura de refuerzo de columna central C1.4



Nota. Elaboración propia

Tabla 34*Fuerzas internas en C1.4 por gravedad y sismo en la dirección X*

Ubicación de sección	Combinación	Pu tf	Mu_3 tf-m
Inferior	1.4CM+1.7CV	-293.3	0.0
	1.25CM+1.25CV+SEX	-248.7	15.6
	0.9CM+SEX	-134.9	15.6
	1.25CM+1.25CV-SEX	-248.7	-15.6
	0.9CM-SEX	-134.9	-15.6
Superior	1.4CM+1.7CV	-288.5	0.0
	1.25CM+1.25CV+SEX	-244.4	-6.9
	0.9CM+SEX	-131.8	-6.9
	1.25CM+1.25CV-SEX	-244.4	6.9
	0.9CM-SEX	-131.8	6.9

Nota. Elaboración propia**Tabla 35***Fuerzas internas en C1.4 por gravedad y sismo en la dirección Y*

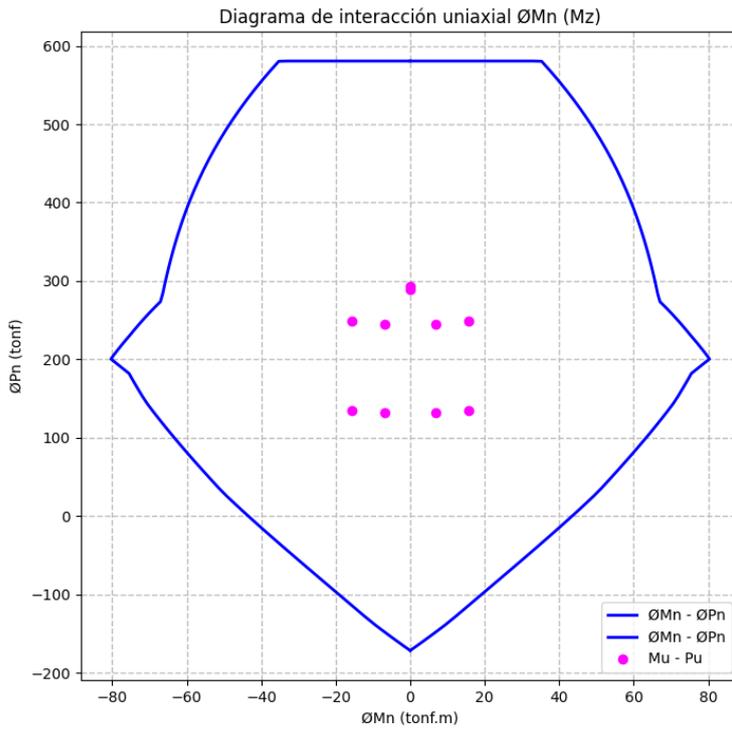
Ubicación de sección	Combinación	Pu tf	Mu_2 tf-m
Inferior	1.4CM+1.7CV	-293.3	0.2
	1.25CM+1.25CV+SEY	-248.5	14.7
	0.9CM+SEY	-134.7	14.6
	1.25CM+1.25CV-SEY	-248.9	-14.4
	0.9CM-SEY	-135.1	-14.4
Superior	1.4CM+1.7CV	-288.5	-0.4
	1.25CM+1.25CV+SEY	-244.2	-5.7
	0.9CM+SEY	-131.6	-5.5
	1.25CM+1.25CV-SEY	-244.6	5.0
	0.9CM-SEY	-132.0	5.2

Nota. Elaboración propia

En las tablas 34 y 35 se indica las fuerzas internas que debe ser capaz de soportar la columna C1.4 debido a las combinaciones de carga de gravedad y sismo tanto en su sección inferior y superior. En la figura 87 y 88 se plotea dichas fuerzas y se muestra el diagrama de interacción uniaxial de diseño, se aprecia que el par de fuerzas (Mu, Pu) más crítico es debido a la carga gravitacional, obteniéndose $D/C=0.51$ para las dos direcciones de análisis (debido a la simetría de cargas y distribución uniforme de la armadura alrededor del perímetro de la columna).

Figura 87

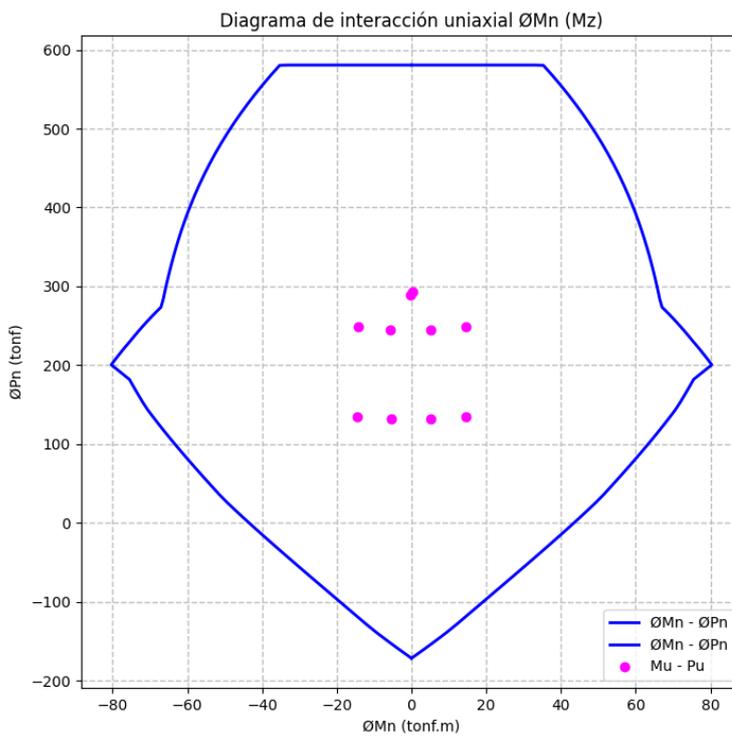
Diagrama de interacción resistente para análisis en la dirección X



Nota. Elaboración propia

Figura 88

Diagrama de interacción resistente para análisis en la dirección Y



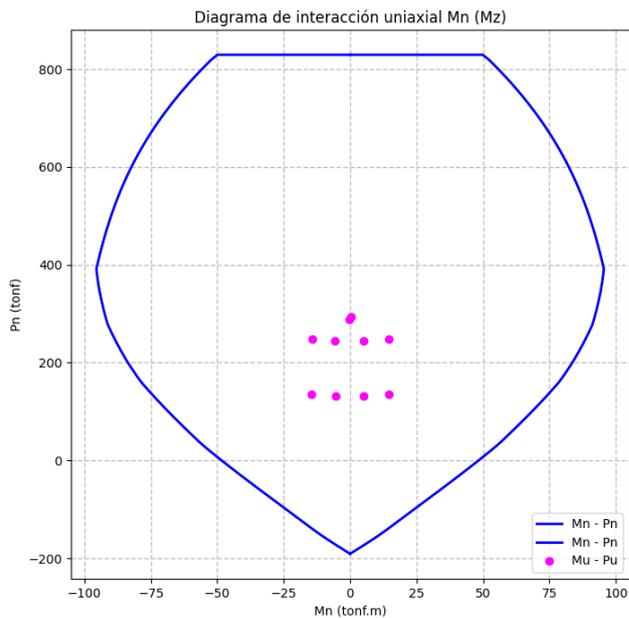
Nota. Elaboración propia

9.2.4.3 Verificación de resistencia mínima a flexión de columna

El momento nominal de la columna C1.4 en la dirección X se obtiene para la fuerza axial amplificada que conduce a la resistencia a flexión más baja del diagrama de interacción nominal de la figura 89 y tiene un valor de 74.48 tf.m, para el caso de la dirección global Y el momento nominal es 74.45 tf.m (ver figura 90).

Figura 89

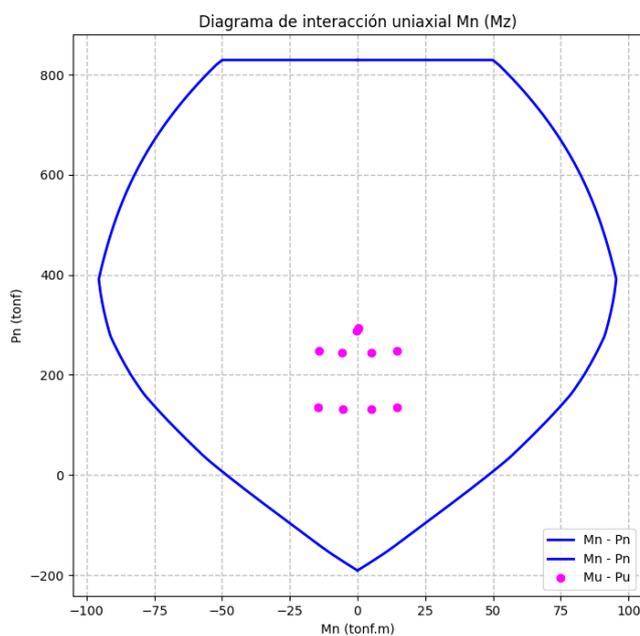
Diagrama de interacción nominal para análisis en la dirección X



Nota. Elaboración propia

Figura 90

Diagrama de interacción nominal para análisis en la dirección Y

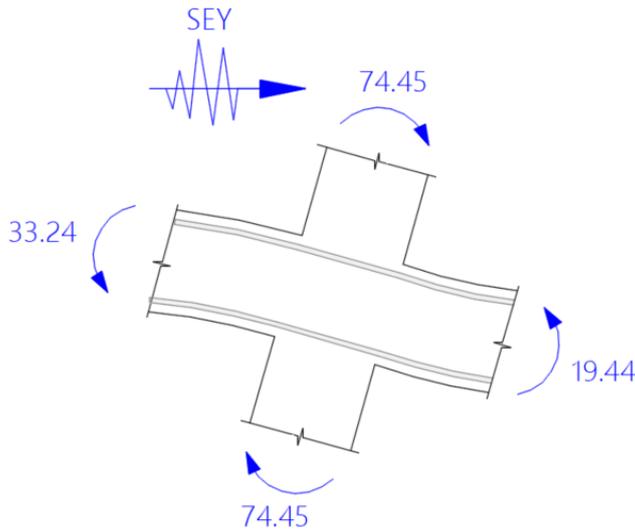


Nota. Elaboración propia

La capacidad mínima a flexión de la columna en las caras de los nudos debe satisfacer la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil expresando en la ecuación (60), para el caso de la columna central C1.4 y viga V1.4 los momentos nominal en el nudo se muestra en la figura 91 debido al sismo en la dirección Y positivo.

Figura 91

Resistencia nominal flexionante en las caras del nudo de C1.4 y V1.4



Nota. Elaboración propia

De la figura 91 se obtiene que la resistencia a flexión en las caras del nudo proporcionado por la armadura de refuerzo de la columna C1.4 es 2.83 veces la resistencia proporcionado por el acero en tracción de la viga V1.4, es decir, la columna supera el valor limite de resistencia establecido en 1.20.

$$\sum M_{nc} \geq 1.20 \sum M_{nv}$$

$$2 * 74.45 \geq 1.20 * (33.24 + 19.44)$$

$$2.83 \geq 1.20$$

9.2.4.4 Diseño de columna por cortante

Las columnas solo requieren ser diseñadas para resistir el cortante máximo que puede ser transferido a través de las vigas, pero este no debe ser menor al requerido por el análisis estructural. En la tabla 36 se muestra el cálculo del acero transversal en la columna C1.4, notar que el estribo dispuesto en la columna es por razones de confinamiento mínimo según las especificaciones de elementos con responsabilidad sísmica y no por razones de demanda de fuerza de corte del análisis. El ratio de refuerzo por cortante resulta en $D/C=0.14$ y $D/C=0.17$ para la dirección X y Y, respectivamente.

Tabla 36

Cálculo de acero transversal de columna central C1.4

Dir	b cm	h cm	d cm	T	Hp m	Lu m	Vu tf	Mpr tf.m	Ve a tf	Ve b tf	V tf	ϕV_n max tf	$V < \phi V_n$ max	ϕV_c tf	¿Requiere estribo?	ϕ plg	nr	Av cm ²	S max cm	S col cm	ϕV_s tf	ϕV_n tf	V/ ϕV_n D/C	Acero transversal Colocado
X	60	60	54	L0	0.62	3.7	5.8	93.1	50	5.2	5.8	126	Ok	24.4	No	3/8"	3	2.13	60	10	41.1	65.6	0.09	3/8"@10
				L1	0.80		5.8				5.8		Ok		No	3/8"	3	2.13	60	25	16.4	40.9	0.14	3/8"@25
				L2	0.44		5.8				5.8		Ok		No	3/8"	3	2.13	60	25	16.4	40.9	0.14	3/8"@25
Y	60	60	54	L0	0.62	3.7	5.3	93.0	50	11.1	11.1	126	Ok	24.4	No	3/8"	3	2.13	60	10	41.1	65.6	0.17	3/8"@10
				L1	0.80		5.3				5.3		Ok		No	3/8"	3	2.13	60	25	16.4	40.9	0.13	3/8"@25
				L2	0.44		5.3				5.3		Ok		No	3/8"	3	2.13	60	25	16.4	40.9	0.13	3/8"@25

Nota. Elaboración propia

9.2.5 Metrado y presupuesto

Posteriormente al diseño tradicional de todos los elementos estructurales se realiza el dibujo y detallado de la armadura de refuerzo de las vigas y columnas (ver en anexo B las laminas E-03@E-05) del edificio diseño bajo la metodología tradicional.

De acuerdo a los planos del proyecto se realiza el metrado a nivel de casco estructural para luego determinar el costo directo. En la tabla 37 se muestra el itemizado de partidas y el costo asociado a cada uno, se obtiene un costo directo de S/. 275,458 para el caso del edificio aperticado diseñado de forma tradicional.

Tabla 37

Resumen de metrado y presupuesto mediante diseño tradicional

Ítem	Partida	Unidad	Metrado	Precio unitario (S/.)	Costo parcial (S/.)	Costo total (S/.)
1	Concreto armado					275,458
1.1	Columnas					107,314
1.1.1	Concreto premezclado $f'c=280$ kg/cm ²	m ³	93.05	327.59	30,483	
1.1.2	Encofrado y desencofrado	m ²	692.48	40.87	28,302	
1.1.3	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	14750.71	3.29	48,530	
1.2	Vigas peraltadas					168,143
1.2.1	Concreto premezclado $f'c=280$ kg/cm ²	m ³	141.28	308.25	43,550	
1.2.2	Encofrado y desencofrado	m ²	976.13	56.18	54,839	
1.2.3	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	21202.03	3.29	69,755	

Nota. Elaboración propia

9.3 Definición del problema de optimización

Para la evaluación del costo directo del edificio es necesario definir un grupo de variables de desición, así como los rangos de valores permitidos para cada una de ellas. Además se debe determinar una serie de parámetros de los que depende el problema, y la composición de la función objetivo. Posteriormente se describe cuáles son las restricciones y la forma en que se comprueban estas limitaciones. Para ello se implementó en SADAI un módulo que calcula y verifica de manera automática todos los requerimientos de la normativa peruana para pórticos especiales resistentes a momentos.

9.3.1 Parámetros

Los parámetros son todos aquellos datos necesarios para definir un problema concreto, siendo invariables en el proceso de cálculo. La división en parámetros y variables no es estricta; algunas variables del problema se podrían haber fijado con unos valores determinados y convertirse en parámetros, y en el caso de los parámetros, como la resistencia del concreto, podrían haberse considerado como variables. La casuística que puede presentarse es diverso, y con el fin de limitar los casos a estudiar, y sin que ello suponga pérdida de generalidad en la investigación se adoptaron 10 parámetros geométricos, 5 parámetros de material, 10 parámetros relativos a las acciones y 8 parámetros de costo.

9.3.1.1 Parámetros geométricos

Debido a la configuración regular del edificio se simplifica muchísimo definir la geometría, en la tabla 38 se lista los parámetros geométricos con los valores adoptados.

Tabla 38

Parámetros geométricos

Parámetro	Descripción	Notación	Valor	Unidad
1	Número de tramos en la dirección x	ntx	5	
2	Número de tramos en la dirección y	nty	3	
3	Luz entre ejes de cada tramo en la dirección x	Lx	5	m
4	Luz entre ejes de cada tramo en la dirección y	Ly	6	m
5	Número de pisos	npi	5	
6	Altura de primer piso	Lz	4	m
7	Altura de entrepiso	dzp	3	m
8	Espesor de losa aligerada	ela	20	cm
9	Recubrimiento de acero en vigas y columnas	r	4	cm

Nota. Elaboración propia

9.3.1.2 Parámetros de materiales

Estos parámetros son los mismos que fueron empleados para el análisis y diseño tradicional desarrollado en el ítem 9.2 (ver tabla 39 y 40).

Tabla 39

Parámetros de concreto

Parámetro	Descripción	Notación	Valor	Unidad
10	Peso específico	γ_c	2.4	tf/m ³
11	Resistencia a la compresión	f _c	280	kgf/cm ²
12	Módulo de elasticidad	E _c	252671	kgf/cm ²
13	Coefficiente de Poisson	ν _c	0.20	
14	Módulo de corte	E _c	105280	kgf/cm ²

Nota. Elaboración propia

Tabla 40*Parámetros de acero de refuerzo*

Parámetro	Descripción	Notación	Valor	Unidad
13	Peso específico	γ_s	7.85	tf/m ³
14	Esfuerzo de fluencia	f_y	4200	kgf/cm ²
15	Módulo de elasticidad	E_s	2000000	kgf/cm ²

Nota. Elaboración propia

9.3.1.3 Parámetros de acciones**a) Cargas permanentes y variables**

La distribución de cargas a las vigas se emplea por área tributaria, la losa de entrepiso presenta el mismo espesor y es unidireccional. En la tabla 41 se muestra el resumen de las cargas gravitacionales.

Tabla 41*Parámetros de carga gravitacional por unidad de área*

Parámetro	Descripción	Notación	Valor	Unidad
16	Peso de acabados	W_{cab}	0.10	tf/m ²
17	Peso tabiquería típica	W_{tab}	0.20	tf/m ²
18	Peso de aligerado	W_{la}	0.30	tf/m ²
19	Sobrecarga típica	W_{sc}	0.25	tf/m ²

Nota. Elaboración propia

b) Cargas de sismo

En la tabla 42 se resume los parámetros sismorresistentes para determinar la demanda sísmica.

Tabla 42*Parámetros sismorresistente*

Parámetro	Descripción	Notación	Dir X	Dir Y	Unidad
20	Factor de zona (Z2)	Z	0.25	0.25	g
21	Factor de uso	U	1.0	1.0	
22	Factor de suelo (S1)	S	1.0	1.0	
23	Periodo de suelo en la plataforma	T_p	0.40	0.40	s
24	Periodo de suelo largo	T_l	2.50	2.50	s
25	Coefficiente básico de reducción	R_o	8.0	8.0	
26	Irregularidad en altura	I_a	1.0	1.0	
27	Irregularidad en planta	I_p	1.0	1.0	
28	Coefficiente de reducción	R	8.0	8.0	

Nota. Elaboración propia

9.3.1.4 Parámetros de costo

Para calcular el costo directo de la estructura a optimizar se cuantifica los materiales y se multiplica por el precio unitario de cada partida (ver la tabla 43).

Tabla 43

Parámetros de costo de estructuras

Parámetro	Descripción	Notación	Valor	Unidad
29	Concreto para columna	Ccc	327.59	soles/m3
30	Encofrado y desencofrado para columna	Cec	40.87	soles/m2
31	Acero de refuerzo para columna	Csc	3.29	soles/kg
32	Concreto para viga	Ccv	308.25	soles/m3
33	Encofrado y desencofrado para viga	Cev	56.18	soles/m2
34	Acero de refuerzo para viga	Csv	3.29	soles/kg

Nota. Elaboración propia

9.3.2 Variables de decisión

Las variables van a permitir completar los valores que definen la estructura, estas son modificadas por el algoritmo de búsqueda durante el proceso de optimización. Se definen variables discretas por razones de constructabilidad de los componentes estructurales. Cada posición del vector de decisión contiene un valor perteneciente a otro vector que contiene los posibles valores de una determinada característica de la estructura (por ejemplo: si x_1 define el ancho de la viga, los valores posibles son 25, 30, 35 cm).

Es importante mencionar los siguientes criterios antes de determinar las variables de decisión:

- Por motivos de constructabilidad, trenes de trabajo y reducción del espacio de búsqueda se ha considerado que la sección de vigas y columnas según su ubicación y simetría en un grupo de diseño presenten las mismas características.
- El espesor de losa aligerada permanece constante durante el proceso de optimización.
- La optimización de la cimentación no pertenece al alcance del trabajo de investigación.

9.3.2.1 Variables de decisión de vigas

La categoría de optimización seleccionado corresponde al diseño de secciones, específicamente a la optimización de tamaño, es decir que la forma de la viga esta predefinido (trataremos vigas rectangulares). El problema a resolver principalmente radica en encontrar los valores de la base y altura de la viga (ver tabla 44) que minimiza el costo directo del edificio.

Tabla 44*Variables de decisión de vigas*

Variable	Descripción	Notación	Límite inferior	Intervalo	Límite superior	Valores posibles
1	Base de viga (cm)	bv	25	5	35	3
2	Altura de viga (cm)	hv	40	5	60	5

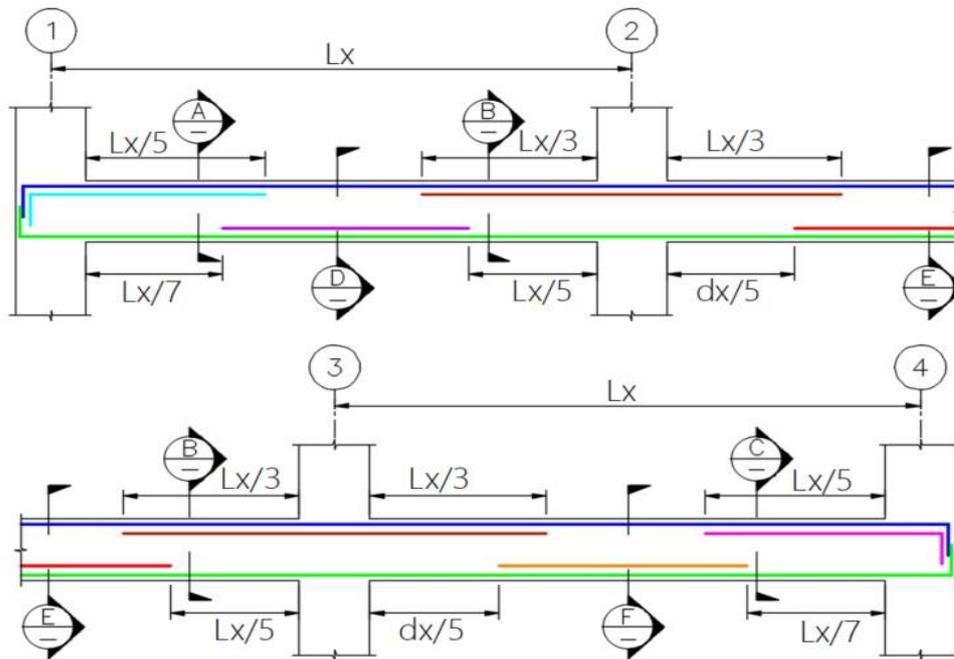
Nota. Elaboración propia

Debido a la complejidad de los problemas de optimización y al tiempo de cálculo extremadamente grande para explorar todo el espacio de soluciones (7.7×10^{67}) del problema 2D desarrollado por Cusipuma (2015). Se ha establecido únicamente como variables de decisión la sección transversal de la viga.

El acero de refuerzo por flexión y armadura transversal por cortante se calcula internamente en un módulo de SADAI que recibe las fuerzas internas de diseño de cada viga continua (M^- , M^+ y V), es decir, el acero corrido superior se calcula con una fracción del M^- máximo en un eje, el acero corrido inferior con un porcentaje del M^+ máximo del tramo y los bastones toman las solicitaciones remanentes. Luego el acero se distribuye en seis secciones notables de la viga continua (ver figura 92 y 93). Para pórticos especiales resistentes a momento SADAI emplea todos los criterios indicados para diseño de vigas del capítulo VII. La demanda de cortante se obtiene del mayor valor entre la capacidad a corte desarrollado por el acero colocado a flexión y la cortante (V) máxima de la viga obtenido del análisis, luego esta fuerza se compara con la capacidad proporcionado por el estribo mínimo según requisitos para vigas con responsabilidad sísmica (ver figura 94). Tanto para el acero longitudinal y transversal la lógica de SADAI decide en función del ratio D/C si el diseño cumple o no las especificaciones de la norma, por ejemplo, como se había descrito en el ítem 7.3.2 el acero colocado por flexión correspondiente a una sección notable se termina mediante una búsqueda en una lista de arreglos previamente definidos (ver tablas 7 y 8), SADAI realiza la búsqueda y retorna el área de acero mayor o igual al requerido. Esta búsqueda está dentro de un ciclo while y terminará cuando la relación $D/C < 1$ en cada sección notable.

Figura 92

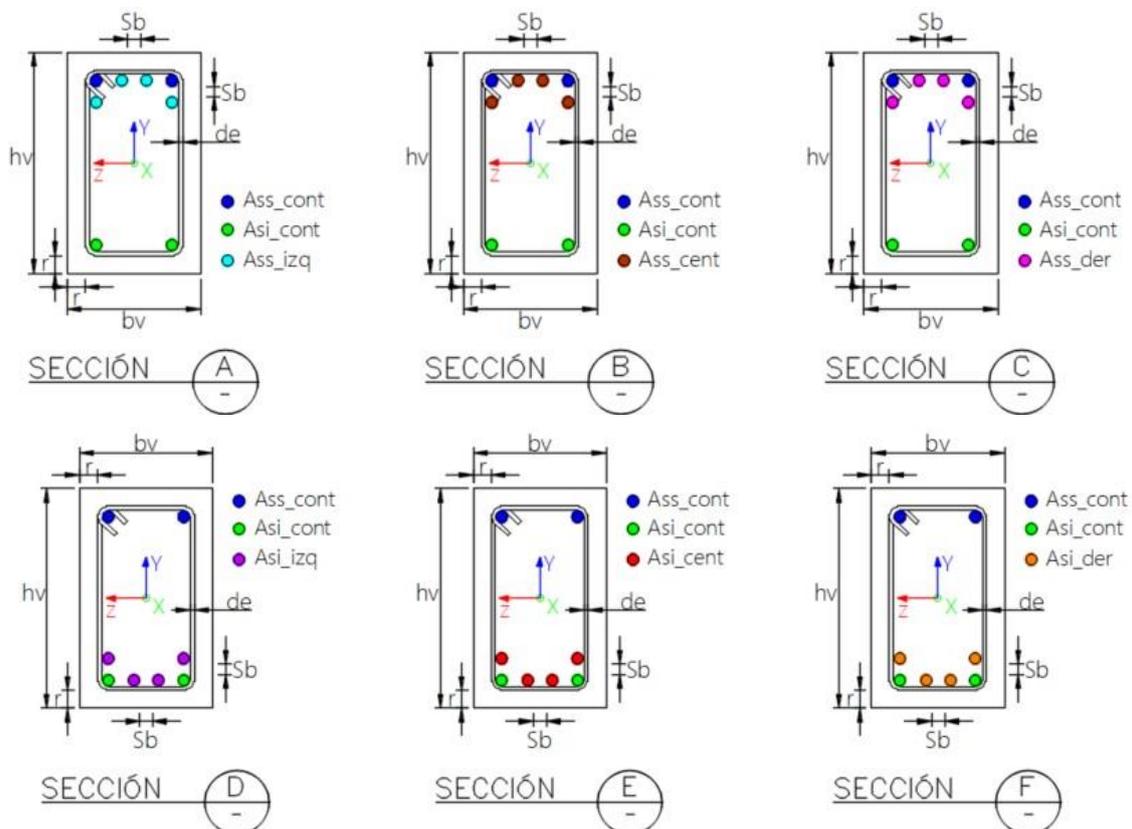
Secciones notables de diseño en una viga continua



Nota. Elaboración propia

Figura 93

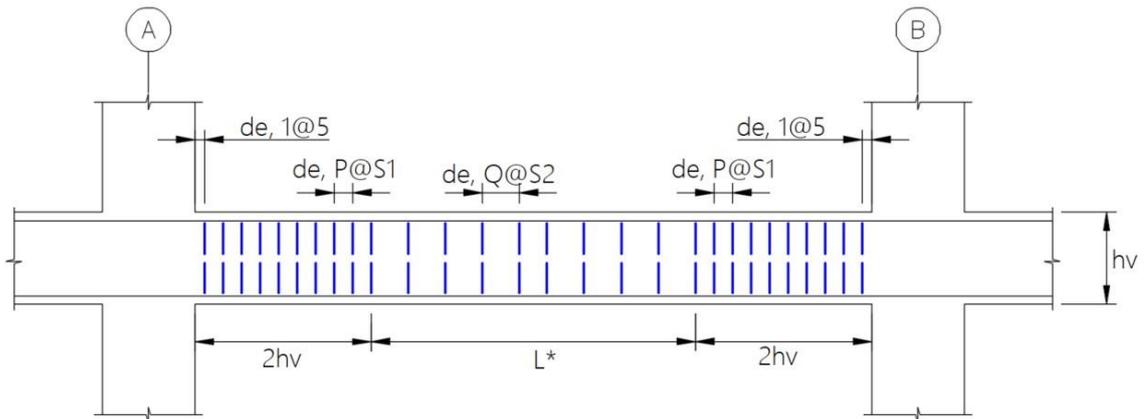
Configuración de acero por flexión en las secciones notables



Nota. Elaboración propia

Figura 94

Distribución típica de estribos en viga con responsabilidad sísmica



Nota. Elaboración propia

De las 3 figuras anteriores, se describe a continuación la notación empleada:

Ass_cont	: Acero corrido superior
Ass_izq	: Bastón superior izquierdo
Ass_cent	: Bastón superior central
Ass_der	: Bastón superior derecho
Asi_cont	: Acero corrido inferior
Asi_izq	: Bastón inferior izquierdo
Asi_cent	: Bastón inferior central
Asi_der	: Bastón inferior derecho
Sb	: Separación entre barras de refuerzo longitudinal
r	: Recubrimiento del acero de refuerzo
de	: Diámetro del acero transversal (estribo)
P	: Cantidad de estribos dentro de región de rótula plástica
Q	: Cantidad de estribos fuera de región de rótula plástica
S1, S2	: Espaciamiento de estribos para vigas con responsabilidad sísmica
L*	: Longitud de viga fuera de región de rótulas plásticas.

9.3.2.2 Variables de decisión de columnas

La optimización de tamaño de las columnas se basa en iterar diversas configuraciones de sección transversal rectangular y su correspondiente armadura de refuerzo longitudinal de tal forma que minimizar el costo directo del edificio y a la vez cumplir las restricciones normativas. En tabla 45 se detalla las variables de decisión y los valores frontera adoptados.

Tabla 45

Variables de decisión de columnas

Variable	Descripción	Notación	Límite inferior	Intervalo	Límite superior	Valores posibles
3	Base de columna (cm)	bc	30	5	65	8
4	Peralte de columna (cm)	hc	30	5	65	8
5	Cantidad de barras longitudinal en dir Y	nbly	2	1	4	3*
6	Cantidad de barras longitudinal en dir Z	nblz	2	1	4	3*
7	Diámetro de barras longitudinal lateral (plg)	dbl_lat	5/8	1/8	1	3
8	Diámetro de barras longitudinal en esquina (plg)	dbl_esq	5/8	1/8	1	3

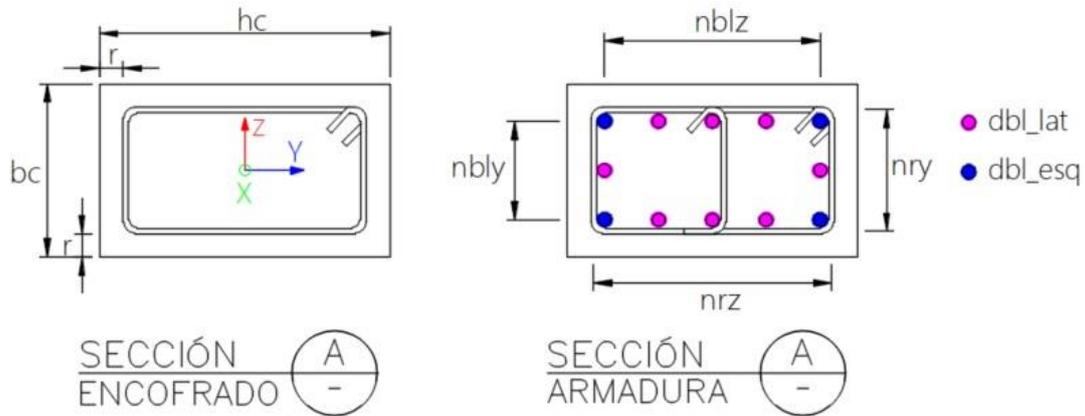
Nota. Elaboración propia

Dado lo inabordable que resulta explorar todo el espacio de soluciones (7.7×10^{67}) del problema 2D desarrollado por Cusipuma (2015). Se ha establecido para las columnas como variables de decisión la geometría transversal y refuerzo por flexo-compresión.

El acero de refuerzo longitudinal y armadura transversal por cortante se calcula internamente en un módulo de SADAI que recibe las fuerzas internas de diseño en la sección superior (M_{yt} , M_{zt} , P_t , V_{yt} y V_{zt}) e inferior (M_{yb} , M_{zb} , P_b , V_{yb} y V_{zb}) de cada columna. En la figura 95 se visualiza una sección típica de columna, notar que la convención de los ejes locales de SADAI es diferente a SAP2000 para elementos frame. Cuando el genético implementado crea la sección de la columna, se asigna de la tabla 46 una cantidad de barras longitudinal lateral y en esquina, así como sus correspondientes diámetros de manera aleatoria. Posteriormente en la etapa de verificación por flexo-compresión se construye un diagrama de interacción de forma automática (ver algoritmo en el ítem 7.5.2.1 y 7.5.2.2) y se comprueba la eficiencia de la armadura colocado mediante el parámetro $D/C < 1$. No está demás recalcar que para pórticos especiales resistentes a momento SADAI emplea todos los criterios indicados para diseño de columnas del capítulo VII con excepción del chequeo de nudos.

Figura 95

Variables de decisión y configuración de acero en columnas



Nota. Elaboración propia

Tabla 46

Frontera de barras longitudinal y cantidad de ramas

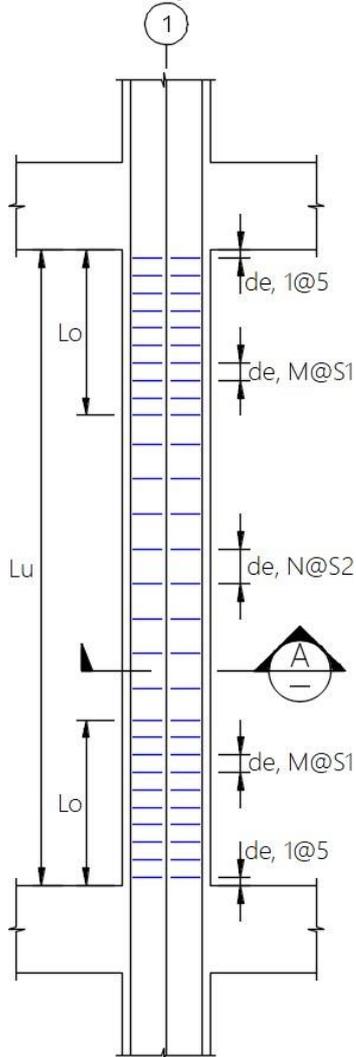
Ítem	Lado de columna (cm)	Cantidad de barras longitudinal (nbl)		Cantidad de ramas (nr)
		Min	Max	
1	25	2	2	2
2	30	2	2	2
3	35	3	3	3
4	40	3	4	3
5	45	3	4	3
6	50	3	5	3
7	55	3	5	3
8	60	3	6	3
9	65	3	6	4
10	70	3	7	4
11	75	3	7	4
12	80	3	8	4
13	85	4	8	4
14	90	4	9	4
15	95	4	9	5
16	100	4	10	5

Nota. Elaboración propia

La demanda de cortante se obtiene del mayor valor entre la capacidad a corte desarrollado proveniente de un diagrama de interacción nominal (ver ítem 7.6.2.4) y la cortante máxima obtenido del análisis, luego esta fuerza se compara con la capacidad proporcionado por el estribo mínimo según requisitos para columnas con responsabilidad sísmica (Ver figura 96). SADAÍ dentro de su lógica acepta o rechaza según el ratio D/C.

Figura 96

Distribución típica de estribos en columna con responsabilidad sísmica



Nota. Elaboración propia

De las figuras 96 y 97, se describe a continuación la notación empleada:

- nry : Cantidad de ramas en la dirección del eje local Y
- nrz : Cantidad de ramas en la dirección del eje local Z
- Lo : Longitud de región de rótulas plástica
- r : Recubrimiento del acero de refuerzo
- de : Diámetro de estribo y grapa suplementario
- M : Cantidad de estribos dentro de región de rótula plástica
- N : Cantidad de estribos fuera de región de rótula plástica
- S1, S2 : Espaciamiento de estribos para columnas con responsabilidad sísmica

9.3.3 Dimensión del espacio de soluciones

Para reducir el número de variables de diseño del problema de optimización del edificio tridimensional se ha considerado 12 grupos de diseño de vigas y 12 de columnas, alcanzando en total 96 variables de diseño (espacio de solución de 96 dimensiones). Notar que en la tabla 45 la cantidad de posibles de valores que puede tomar la variable de cantidad de barras longitudinal es 3, esto representa un valor por encima del promedio. Los valores posibles en realidad son variables y está en función de la dimensión del lado de la columna, es decir que para una columna de 65 cm la cantidad de barras máxima es 4 asumiendo una distribución de barras que cumplan los requisitos de distancia libre y espaciado entre ramas. Entonces, teniendo en cuenta lo anterior y los posibles valores que pueden tomar cada variable de decisión, el número máximo de soluciones es:

$$3^{12} \times 5^{12} \times 8^{12} \times 8^{12} \times 3^{12} \times 3^{12} \times 3^{12} \times 3^{12} \approx 4.9 \times 10^{58}$$

La comprobación de cada solución requiere un tiempo computacional promedio de 175 s, por lo que el intento de comprobar todo el espacio de soluciones duraría un tiempo aproximado de 2.7×10^{53} años, haciendo imposible efectuar dicha prueba con la potencia de las computadoras de la actualidad porque la edad del universo es 1.4×10^{10} años. Quizás con la computación cuántica, en un futuro cercano, se pueda explorar un poco más el espacio de soluciones gigantesco que resulta de modelar y resolver los problemas de optimización con aplicación real.

9.3.4 Formulación matemática del problema de optimización

El costo directo (CD) de la estructura 3D se evalúa mediante la suma de los precios unitarios de las partidas de obra, multiplicado por las metrados correspondientes. Entonces el problema de optimización se basa en minimizar la siguiente función objetivo.

$$CD = \min f \left[\sum_{v=1}^{nv} (V_v C_c + (P_{slv} + P_{stv}) C_s + A_v C_e) + \sum_{c=1}^{nc} (V_c C_c + (P_{slc} + P_{stc}) C_s + A_c C_e) \right]$$

Sujeto a las restricciones en vigas:

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{\phi M_n} < 1$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{sv} \leq A_{s_{max}}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{V_u}{\phi V_n} < 1$$

$$V_u - \phi (V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d) \leq 0$$

$$0.25 - b_v \leq 0$$

$$0.3 - \frac{b_v}{h_v} \leq 0$$

Sujeto a las restricciones en columnas:

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{\phi M_n} < 1$$

$$\frac{D}{C} = \frac{P_u}{\phi P_n} < 1$$

$$0.01A_g \leq A_{sc} \leq 0.06A_g$$

$$\frac{D}{C} = \frac{V_u}{\phi V_n} < 1$$

$$V_u - \phi (V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d) \leq 0$$

$$0.30 - b_c \leq 0$$

$$0.4 - \frac{b_c}{h_c} \leq 0$$

Sujeto a las restricciones de rigidez lateral:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} - 0.007 < 0$$

Donde:

V_v : Volumen de concreto de viga	M_u : Momento flector último en una sección
P_{slv} : Peso de acero longitudinal de viga	ϕM_n : Momento resistente en una sección
P_{stv} : Peso de acero transversal de viga	AS_{min} : Acero mínimo por flexión
A_v : Area de encofrado de viga	A_{sv} : Acero colocado por flexión
V_c : Volumen de concreto de columna	AS_{max} : Acero máximo por flexión
P_{slc} : Peso de acero longitudinal de columna	V_u : Cortante último en una sección
P_{stc} : Peso de acero transversal de columna	ϕV_n : Cortante resistente en una sección
A_c : Area de encofrado de columna	V_c : Cortante proporcionado por el concreto
C_c : Precio unitario de volumen de concreto	b_w : Ancho del alma de la viga
C_s : Precio unitario de acero de refuerzo	d : Peralte efectivo
C_e : Precio unitario de encofrado	b_v : Ancho de viga
v : Elemento viga	h_v : Altura de viga
nv : Cantidad total de vigas	A_{sc} : Acero por flexo-compresión en columna
c : Elemento columna	A_g : Area bruta de columna
nc : Cantidad total de columnas	b_c : Ancho de columna
$\frac{D}{C}$: Ratio demanda / capacidad	h_c : Altura de columna
P_u : Carga axial último en una sección	Δ_i : Desplazamiento relativo inelástico
ϕP_n : Carga axial resistente en una sección	h_i : Altura de entrepiso

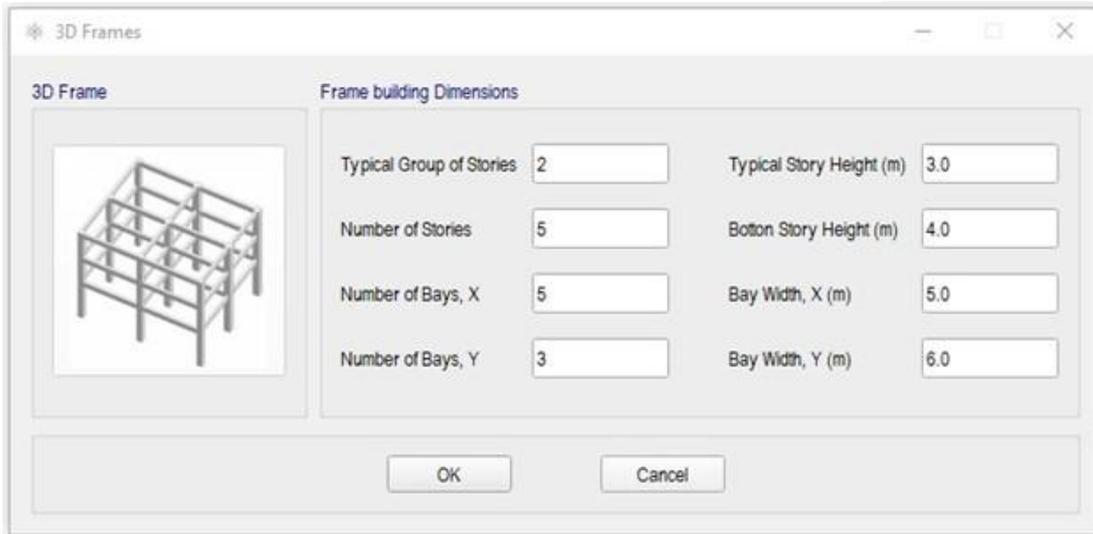
9.4 Optimización mediante SDAI

9.4.1 Modelo estructural

La geometría del modelo numérico se genera automáticamente en el software SDAI, en la figura 97 y 98 se visualiza los parámetros geométricos y su representación gráfica, respectivamente. Las secciones optimas y su refuerzo se obtendrá durante el proceso de optimización y se mostrará en el capítulo X.

Figura 97

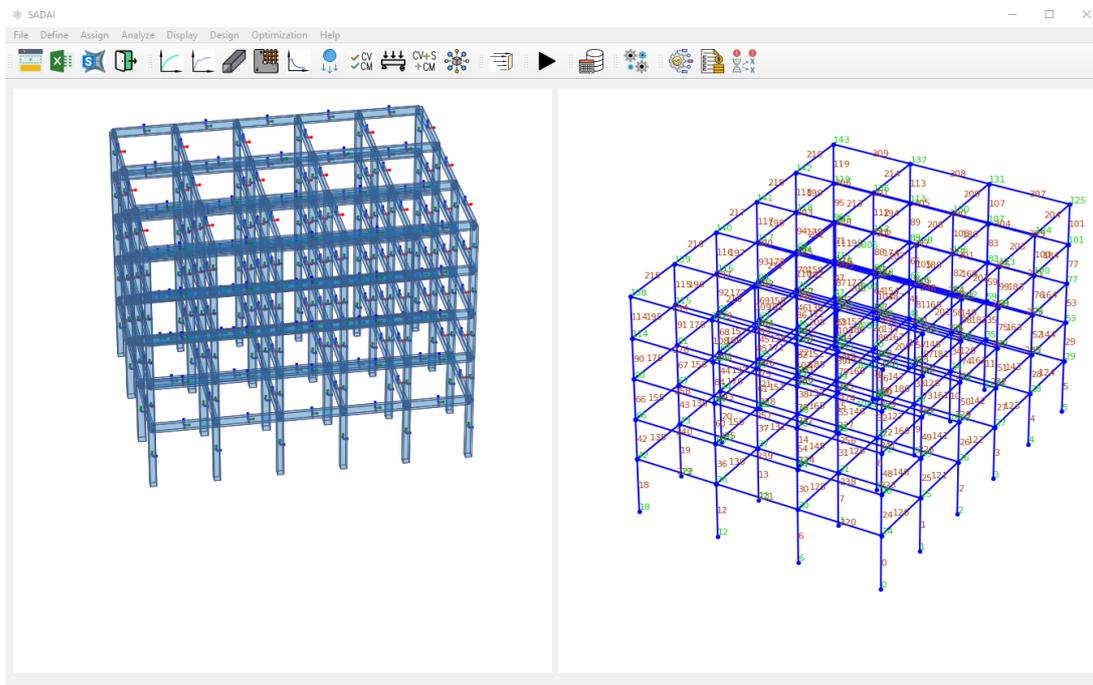
Datos de geometría del edificio 3D a optimizar



Nota. Elaboración propia

Figura 98

Modelo analítico del edificio 3D a optimizar



Nota. Elaboración propia

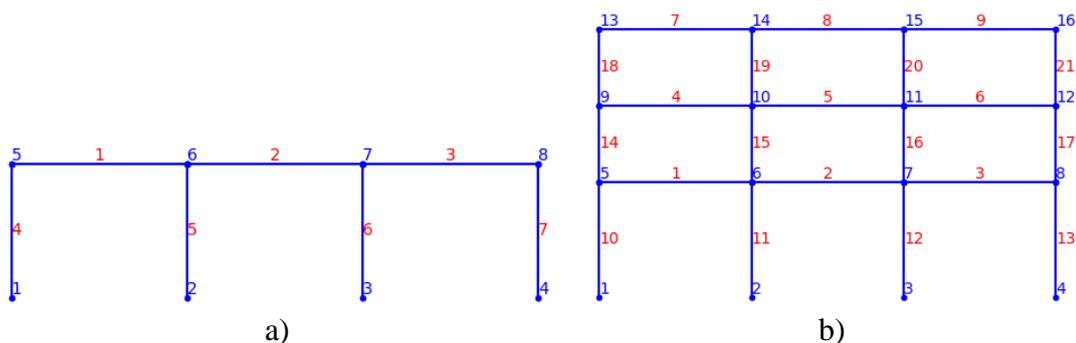
CAPÍTULO X: PRESENTACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS

10.1 Automatización de modelado paramétrico

La geometría de la estructura se programó mediante un criterio paramétrico, de esta forma el software puede: generar múltiples modelos numéricos de pórticos planos y tridimensional con luces y alturas de entrepiso regular, asignar el material, crear las secciones notables por grupos de diseño y asignar las acciones sobre la estructura. SADAI automatiza la creación del modelado analítico de estructuras regulares en un instante de tiempo, es decir, no existe la necesidad de modelar manualmente los elementos de vigas y columnas. Como ejemplo demostrativo, se observa en la figura 99(a) el modelo analítico de un pórtico plano de un nivel y tres tramos, debido a la programación paramétrica del modelo en un instante es posible crear otro pórtico con la misma geometría, pero de 3 niveles (ver figura 99(b)).

Figura 99

a) Pórtico de 1 nivel y 3 tramos b) Portico de 3 niveles y 3 tramos

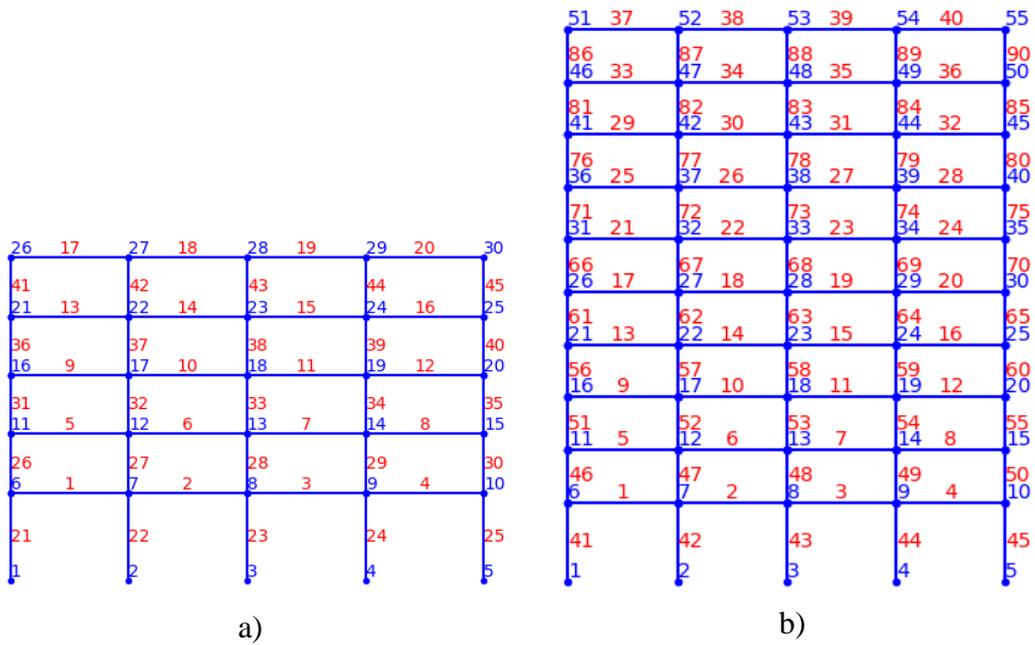


Nota.: Elaboración propia

De manera similar, se muestra en la figura 100 un pórtico de 5 niveles y 4 tramos, suponiendo que el cliente decide hipotéticamente cambiar a un edificio de 10 niveles y 4 tramos es posible actualizar el modelo en un tiempo muy reducido gracias a la parametrización de los elementos estructurales. Logrando que el ingeniero diseñador se preocupe más en la solución estructural y dejar a la computadora realizar el modelamiento y luego la optimización estructural de secciones.

Figura 100

a) Pórtico de 8 niveles y 4 tramos b) Pórtico de 10 niveles y 4 tramos

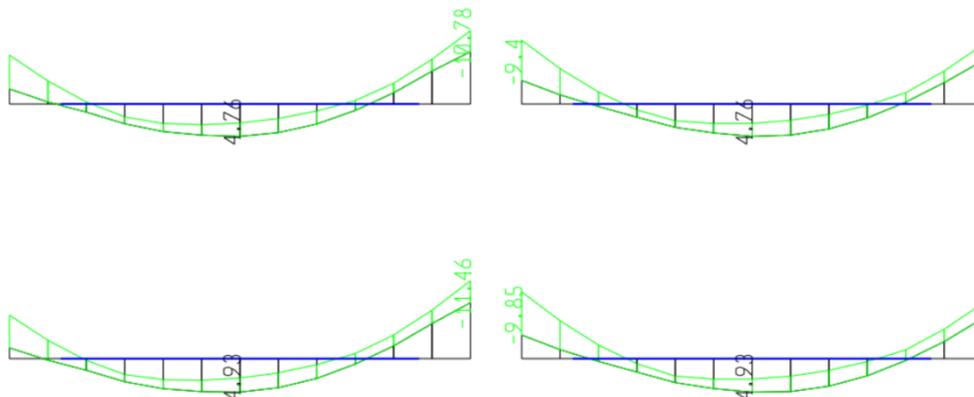


Nota. Elaboración propia

Para la validación del módulo de análisis estructural implementado en SDAI se creó un modelo en SAP2000 v22 para comparar los resultados. Se emplea para fines comparativo el pórtico descrito en el capítulo VIII. Ambos programas presentan la misma geometría, materiales, secciones, casos de carga y condiciones de bordes. En la figura 101 se muestra la envolvente de los diagramas de momento flector de la viga peraltada V1.1 y V2.1. En la figura 102 se visualiza la envolvente de los diagramas de fuerza cortante de la viga peraltada V6.1 y V7.1.

Figura 101

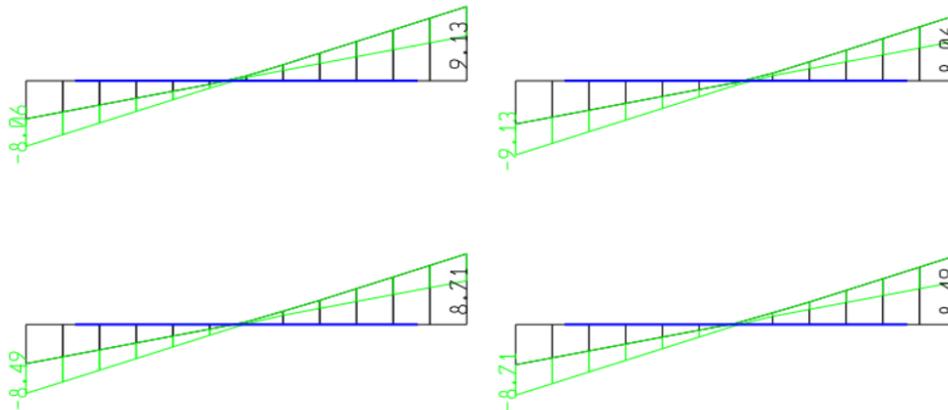
Envolvente de diagrama de momento flector M33



Nota. Elaboración propia

Figura 102

Envolvente de diagrama de fuerza cortante V22



Nota. Elaboración propia

En la tabla 47 se resumen las fuerzas internas de las vigas para la envolvente según su etiqueta (label) y grado libertad, tanto para SAP2000 y SADAÍ. En la columna de error relativo se observa que el error máximo absoluto es 1.10% y el valor promedio es 0.1%.

Tabla 47

Comparación de fuerzas internas de vigas entre SAP2000 y SADAÍ

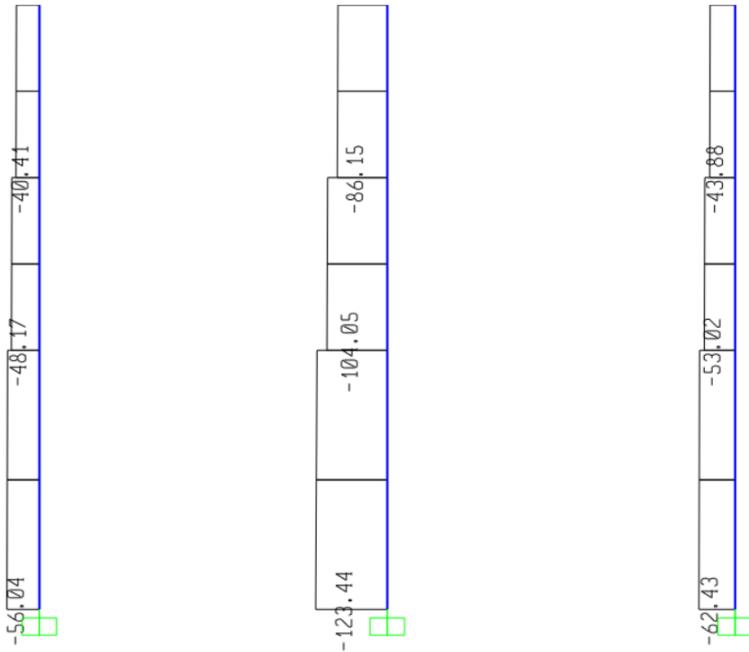
Label	SAP2000			SADAÍ			Error		
	M33(-) tf.m	M33(+) tf.m	V22 tf	Mz(-) tf.m	Mz(+) tf.m	Vy tf	M(-) %	M(+) %	V %
1	-11.5	4.9	9.3	-11.5	5.0	9.3	0.0	-0.4	0.0
2	-11.5	4.9	9.3	-11.5	5.0	9.3	0.0	-0.4	-0.5
3	-10.8	4.8	9.1	-10.8	4.8	9.1	0.0	0.0	0.0
4	-10.8	4.8	9.1	-10.8	4.8	9.1	0.0	0.0	0.0
5	-10.5	4.8	9.1	-10.5	4.8	9.1	0.4	0.2	0.0
6	-10.5	4.8	9.1	-10.5	4.8	9.1	0.4	0.2	0.0
7	-9.6	4.6	8.8	-9.7	4.7	8.9	1.1	-0.4	-0.1
8	-9.6	4.6	8.8	-9.7	4.7	8.9	1.1	-0.4	-0.1
9	-9.2	4.7	8.8	-9.3	4.7	8.8	1.1	-0.2	0.0
10	-9.2	4.7	8.8	-9.3	4.7	8.8	1.1	-0.2	0.0
11	-8.7	4.6	8.7	-8.7	4.6	8.7	0.3	0.0	0.1
12	-8.7	4.6	8.7	-8.7	4.6	8.7	0.3	0.0	0.1
13	-9.5	5.0	9.1	-9.5	5.0	9.1	0.1	-0.2	0.1
14	-9.5	5.0	9.1	-9.5	5.0	9.1	0.1	-0.2	0.1

Nota. Elaboración propia

En la figura 103 y 104 se muestra los diagramas de momento flector y fuerza cortante de las columnas correspondiente a los tres primeros niveles para la combinacion de carga 1.2CM+CV+W obtenidos del programa SAP2000.

Figura 103

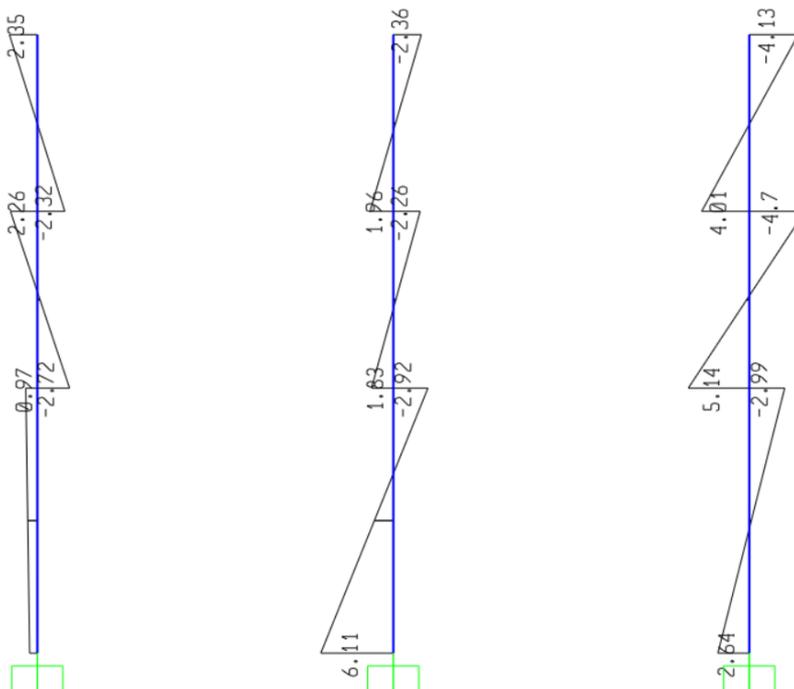
Diagrama de fuerza axial P



Nota. Elaboración propia

Figura 104

Diagrama de momento flector M33



Nota. Elaboración propia

En la tabla 48 se resumen las fuerzas internas para la combinación de carga 1.2CM+CV+W en la estación inferior (bottom) y superior (top) según su etiqueta y grado libertad, tanto para SAP2000 y SADAÍ. En la columna de error relativo se observa que el máximo valor absoluto es 0.4% y el valor promedio es 0%.

De las tablas de comparación de fuerzas internas se concluye que la magnitud de las fuerzas obtenidas con SADAÍ son prácticamente las mismas que empleando SAP2000, de esta forma la obtención de fuerzas de diseño para el cálculo del refuerzo de secciones se automatiza notablemente y se reduce el tiempo de interpretación e intercambio de información en una hoja de cálculo (método tradicional de diseño).

Tabla 48

Comparación de fuerzas internas de columnas entre SAP2000 y SADAÍ

Label	SAP2000				SADAÍ				Error			
	Bottom		Top		Bottom		Top		Bottom		Top	
	M33 tf.m	P tf	M33 tf.m	P tf	Mz tf.m	P tf	Mz tf.m	P tf	M %	P %	M %	P %
15	0.7	56.0	-1.0	54.9	0.7	56.1	-1.0	54.9	0.0	0.0	0.0	0.0
16	6.1	123.4	2.9	121.2	6.1	123.5	2.9	121.2	0.2	0.0	0.0	0.0
17	2.6	62.4	3.0	61.3	2.6	62.4	3.0	61.3	0.0	0.0	0.0	0.0
18	-2.7	48.2	-2.3	47.4	-2.7	48.2	-2.3	47.4	-0.4	0.0	0.0	0.0
19	1.8	104.1	2.3	102.9	1.8	104.1	2.3	102.9	0	0.0	0	0.0
20	5.1	53.0	4.7	52.3	5.1	53.0	4.7	52.3	0.2	0.0	0.0	0.0
21	-2.3	40.4	-2.4	39.7	-2.3	40.4	-2.3	39.7	-0.4	0.0	-0.4	0.0
22	2.0	86.2	2.4	85.0	2.0	86.2	2.4	85.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	4.0	43.9	4.1	43.1	4.0	43.9	4.1	43.1	0.0	0.0	0.2	0.0
24	-2.4	32.6	-2.5	31.8	-2.4	32.6	-2.5	31.8	-0.4	0.0	0.0	0.0
25	1.3	68.2	1.4	67.5	1.3	68.2	1.4	67.5	0.0	0.0	0.0	0.0
26	4.4	34.8	4.3	34.1	4.4	34.8	4.3	34.1	0.0	0.0	-0.2	0.0
27	-3.0	24.6	-2.9	23.8	-3.0	24.6	-2.9	23.8	-0.3	0.0	-0.3	0.0
28	1.2	51.2	1.4	50.4	1.2	51.2	1.4	50.4	0.0	0.0	0.0	0.0
29	4.1	25.9	4.3	25.2	4.0	25.9	4.3	25.2	0.2	0.0	0.2	0.0
30	-3.0	16.5	-2.5	15.7	-3.0	16.5	-2.5	15.7	-0.3	0.0	0.0	0.0
31	0.6	34.2	0.8	33.5	0.6	34.2	0.8	33.5	0.0	0.0	0.0	0.0
32	3.8	17.1	3.8	16.3	3.8	17.1	3.7	16.3	0.0	0.1	0.3	0.0
33	-4.2	8.1	-5.5	7.3	-4.2	8.1	-5.5	7.3	0.0	-0.1	-0.2	-0.1
34	0.4	17.5	0.5	16.8	0.4	17.5	0.5	16.8	0.0	-0.1	0.0	-0.1
35	4.3	8.3	6.1	7.5	4.3	8.3	6.1	7.5	0.0	-0.2	0.2	-0.1

Nota. Elaboración propia

10.2 Parámetros genéticos

10.2.1 Pórtico plano

Debido a la naturaleza del algoritmo genético híbrido propuesto se debe equilibrar la búsqueda entre la exploración y explotación del espacio de soluciones. Para obtener el mejor rendimiento del algoritmo de optimización se realiza un diseño de matriz ortogonal de Taguchi L27(3⁶) para encontrar los mejores parámetros (ver tabla 49). El análisis de datos se realiza con el software Minitab® versión 21. Por limitaciones de capacidad computacional, la evaluación del mejor fitness se ha establecido en 10 h como el tiempo máximo de búsqueda y se ejecutó una sola una réplica para cada experimento. En la columna valor de fitness de la tabla 50 se muestra los resultados de los experimentos, cabe recalcar que el orden de cada experimento fue de manera aleatoria y la función de aptitud o fitness se determina mediante la ecuación (2) donde $C=10^6$.

Tabla 49

Parámetros del AG y sus niveles experimentales

N°	Parámetro	Código	Nivel		
			1	2	3
1	Tamaño de población	Tp	15	30	45
2	Cantidad elite	Ce	1	3	5
3	Probabilidad de cruce	Pc	0.50	0.70	0.90
4	Probabilidad de mutación	Pm	0.10	0.15	0.20
5	Individuos de búsqueda local	Bl	5	10	15
6	Reinicio de búsqueda	Rb	3	5	7

Nota. Elaboración propia

Para determinar los efectos de los parámetros en el rendimiento del optimizador de SADAI se utiliza el análisis de varianza (ANOVA) de Minitab. En el análisis ANOVA, la importancia relativa de un efecto en la respuesta corresponde al valor F (cuanto mayor, más importante). Además, el valor P se utiliza para determinar si un efecto es estadísticamente significativo para el experimento. Un efecto suele considerarse significativo si su valor P es inferior a 0,05. Los resultados se presentan en la tabla 51, se muestra que los resultados del valor P para probabilidad de cruce y reinicio de búsqueda son inferior al nivel de significancia establecido en 5%. Con este resultado se concluye que el valor de la función de fitness se encuentra influenciado por la cantidad de individuos cruzados y por el criterio de reinicio de búsqueda cuando la generación no presenta mejora, por tanto, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Tabla 50*Diseño experimental L27(3⁶) generado por Minitab y resultados*

N° Experimento	Parámetros del AG						Valor de fitness
	Tp	Ce	Pc	Pm	Bl	Rb	
1	15	1	0.5	0.10	5	3	963975.5
2	15	1	0.5	0.10	10	5	963417.2
3	15	1	0.5	0.10	15	7	963494.8
4	15	3	0.7	0.15	5	3	965484.6
5	15	3	0.7	0.15	10	5	965301.1
6	15	3	0.7	0.15	15	7	963071.3
7	15	5	0.9	0.20	5	3	964886.7
8	15	5	0.9	0.20	10	5	964483.7
9	15	5	0.9	0.20	15	7	964251.2
10	30	1	0.7	0.20	5	5	964330.1
11	30	1	0.7	0.20	10	7	964407.4
12	30	1	0.7	0.20	15	3	964220.4
13	30	3	0.9	0.10	5	5	965475.1
14	30	3	0.9	0.10	10	7	963199.8
15	30	3	0.9	0.10	15	3	965200.7
16	30	5	0.5	0.15	5	5	964912.3
17	30	5	0.5	0.15	10	7	964813.2
18	30	5	0.5	0.15	15	3	960964.6
19	45	1	0.9	0.15	5	7	963445.7
20	45	1	0.9	0.15	10	3	964331.7
21	45	1	0.9	0.15	15	5	965465.9
22	45	3	0.5	0.20	5	7	962280.5
23	45	3	0.5	0.20	10	3	964228.2
24	45	3	0.5	0.20	15	5	963696.6
25	45	5	0.7	0.10	5	7	964319.2
26	45	5	0.7	0.10	10	3	964298.8
27	45	5	0.7	0.10	15	5	964248.7

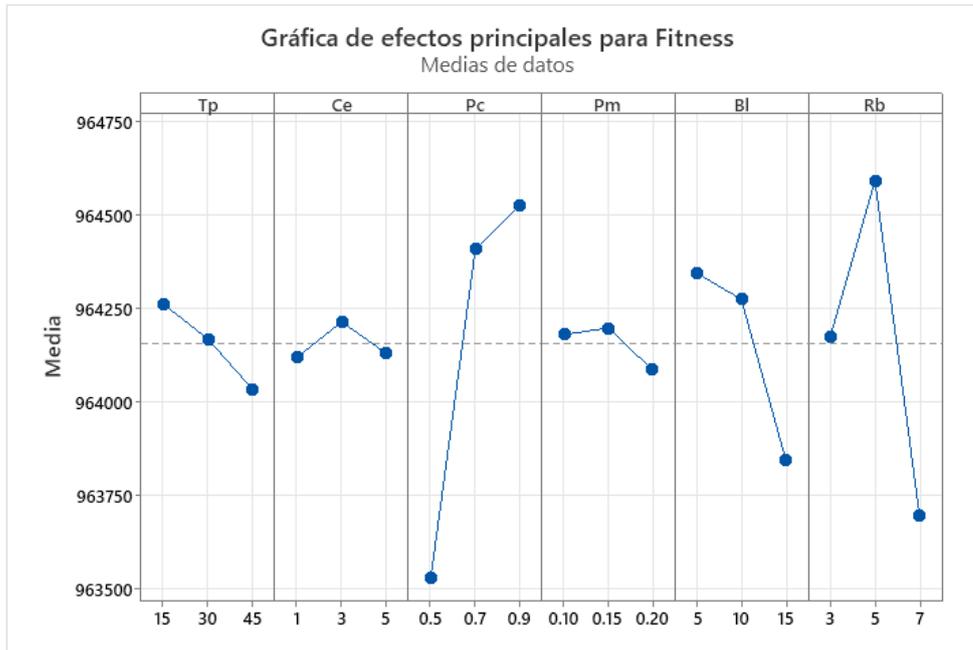
Nota. Elaboración propia**Tabla 51***Análisis de varianza de relaciones señal a ruido (S/N)*

Fuente	GL	SC Sec.	SC Ajust.	MC Ajust.	F	P
Tp	2	0.000217	0.000217	0.000108	0.50	0.615
Ce	2	0.000162	0.000162	0.000081	0.38	0.693
Pc	2	0.002421	0.002421	0.001211	5.61	0.016
Pm	2	0.000244	0.000244	0.000122	0.57	0.580
Bl	2	0.000882	0.000882	0.000441	2.04	0.167
Rb	2	0.002036	0.002036	0.001018	4.72	0.027
Error residual	14	0.003021	0.003021	0.000216		
Total	26	0.008983				

Nota. Elaboración propia

Figura 105

Gráfica de efectos principales para fitness



Nota. Elaboración propia

Los efectos principales de los factores sobre el valor medio del fitness se pueden apreciar en la figura 105, se observa que los parámetros Pc, Rb y Bl influyen bastante (presenta mayor pendiente). Para maximizar la robustez se utiliza los factores o parámetros del algoritmo genético mostrado en la tabla 52, con el cual se realizaron las corridas para la determinación del costo directo más óptimo del pórtico plano desarrollado en el ítem 8.4.

Tabla 52

Parámetros seleccionados para resolver el pórtico 2D

Tamaño de población	Cantidad elite	Probabilidad de cruce	Probabilidad de mutación	Individuos de búsqueda local	Reinicio de búsqueda
(Tp)	(Ce)	(Pc)	(Pm)	(Bl)	(Rb)
15	3	0.90	0.15	5	5

Nota. Elaboración propia

10.2.2 Pórtico tridimensional

De igual manera que para el problema 2D, se obtiene el mejor rendimiento del algoritmo de optimización del edificio 3D mediante un diseño de matriz ortogonal de Taguchi L27(3⁶) que significa un diseño de 27 corridas y 6 factores con 3 niveles. Los factores de control o los parámetros del AG se muestran en la tabla 53. Por limitaciones de capacidad computacional, la evaluación del mejor fitness se ha establecido en 10 h como el tiempo máximo de búsqueda y se ejecutó una sola una réplica para cada experimento. En la columna valor de fitness de la tabla 54 se muestra los resultados de los experimentos, cabe recalcar que el orden de cada experimento fue de manera aleatoria y la función de aptitud o fitness se determina mediante la ecuación (2) donde $C=10^6$.

Tabla 53

Parámetros del AG y sus niveles experimentales

N°	Parámetro	Código	Nivel		
			1	2	3
1	Tamaño de población	Tp	10	20	30
2	Cantidad elite	Ce	2	4	6
3	Probabilidad de cruce	Pc	0.50	0.70	0.90
4	Probabilidad de mutación	Pm	0.05	0.10	0.15
5	Individuos de búsqueda local	Bl	5	10	15
6	Reinicio de búsqueda	Rb	3	5	7

Nota. Elaboración propia

En el análisis ANOVA, la importancia relativa de un efecto en la respuesta corresponde al valor F (cuanto mayor, más importante). Además, el valor P se utiliza para determinar si un efecto es estadísticamente significativo para el experimento. Un efecto suele considerarse significativo si su valor P es inferior a 0,05. Los resultados se presentan en la tabla 54, se muestra que los resultados del valor P para tamaño de población y probabilidad de cruce son inferior al nivel de significancia establecido en 5%. Con este resultado se concluye que el valor de la función de fitness se encuentra influenciado por la cantidad de la población y cantidad de individuos cruzados, por tanto, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Tabla 54*Diseño experimental L27(3⁶) generado por Minitab y resultados*

N° Experimento	Parámetros del AG						Valor de fitness
	Tp	Ce	Pc	Pm	Bl	Rb	
1	10	2	0.5	0.05	5	3	725654.39
2	10	2	0.5	0.05	10	5	725269.51
3	10	2	0.5	0.05	15	7	725112.20
4	10	4	0.7	0.10	5	3	729826.51
5	10	4	0.7	0.10	10	5	725811.80
6	10	4	0.7	0.10	15	7	739969.59
7	10	6	0.9	0.15	5	3	715984.75
8	10	6	0.9	0.15	10	5	725016.10
9	10	6	0.9	0.15	15	7	731681.14
10	20	2	0.7	0.15	5	5	748735.33
11	20	2	0.7	0.15	10	7	721253.18
12	20	2	0.7	0.15	15	3	720465.91
13	20	4	0.9	0.05	5	5	718149.35
14	20	4	0.9	0.05	10	7	733474.05
15	20	4	0.9	0.05	15	3	715909.40
16	20	6	0.5	0.10	5	5	725871.50
17	20	6	0.5	0.10	10	7	724431.22
18	20	6	0.5	0.10	15	3	725028.44
19	30	2	0.9	0.10	5	7	725635.32
20	30	2	0.9	0.10	10	3	723839.25
21	30	2	0.9	0.10	15	5	720670.08
22	30	4	0.5	0.15	5	7	734401.55
23	30	4	0.5	0.15	10	3	717333.36
24	30	4	0.5	0.15	15	5	715831.04
25	30	6	0.7	0.05	5	7	731320.22
26	30	6	0.7	0.05	10	3	731890.45
27	30	6	0.7	0.05	15	5	727735.36

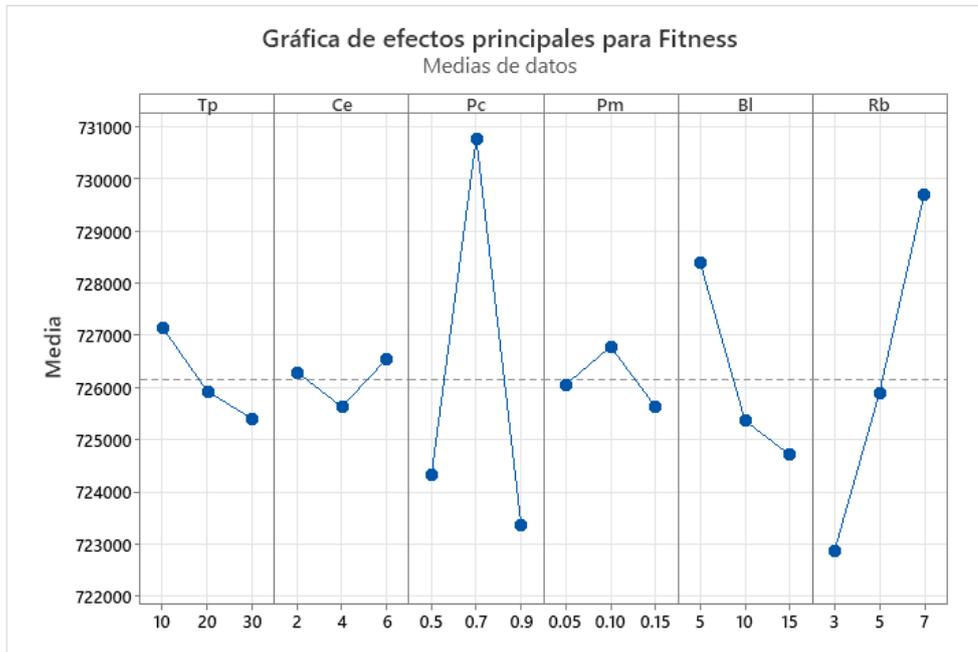
Nota. Elaboración propia**Tabla 55***Análisis de varianza de relaciones señal a ruido (S/N)*

Fuente	GL	SC Sec.	SC Ajust.	MC Ajust.	F	P
Tp	2	0.000217	0.000217	0.000108	0.50	0.615
Ce	2	0.000162	0.000162	0.000081	0.38	0.693
Pc	2	0.002421	0.002421	0.001211	5.61	0.016
Pm	2	0.000244	0.000244	0.000122	0.57	0.580
Bl	2	0.000882	0.000882	0.000441	2.04	0.167
Rb	2	0.002036	0.002036	0.001018	4.72	0.027
Error residual	14	0.003021	0.003021	0.000216		
Total	26	0.008983				

Nota. Elaboración propia

Figura 106

Gráfica de efectos principales para fitness



Nota. Elaboración propia

Los efectos principales de los factores sobre el valor medio del fitness se pueden apreciar en la figura 106, se observa que los parámetros Pc, Rb y Bl influyen bastante (presenta mayor pendiente). Para maximizar la robustez se utiliza los factores o parámetros del algoritmo genético mostrados en la tabla 56, con el cual se realizaron las corridas para la determinación del costo directo más óptimo del edificio espacial desarrollado en el ítem 9.4.

Tabla 56

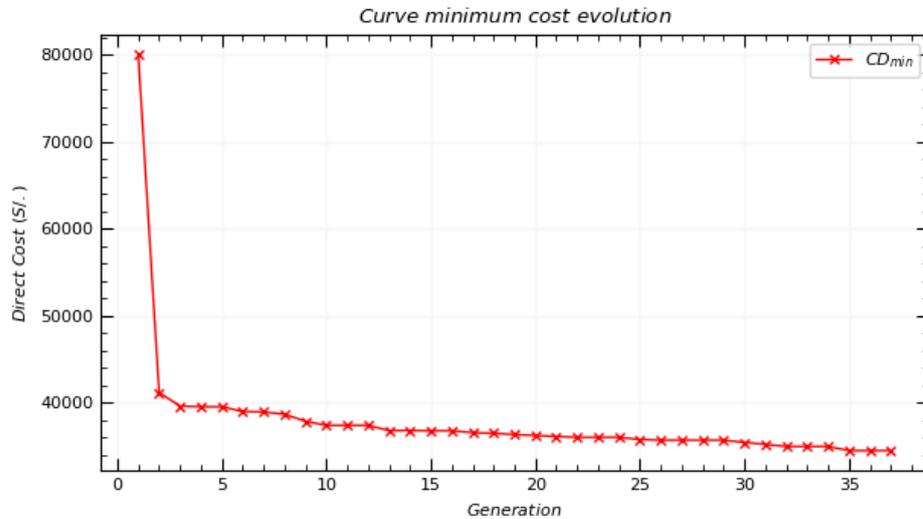
Parámetros seleccionados para resolver el pórtico 3D

Tamaño de población	Cantidad elite	Probabilidad de cruce	Probabilidad de mutación	Individuos de búsqueda local	Reinicio de búsqueda
(Tp)	(Ce)	(Pc)	(Pm)	(Bl)	(Rb)
10	6	0.70	0.10	5	7

Nota. Elaboración propia

Figura 108

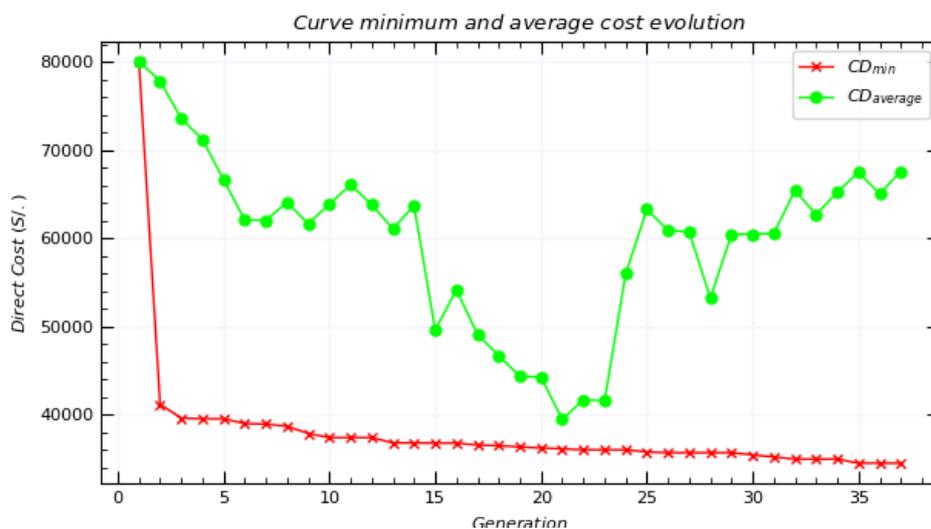
Evolución del costo mínimo de pórtico 2D



Nota. Elaboración propia

Figura 109

Evolución del costo promedio de pórtico 2D



Nota. Elaboración propia

De los resultados obtenidos, el algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo implementado en SADAI encontró un mínimo local, cuyo costo se reduce en 3.10% del hallado en la tesis de referencia. Dicho de otra manera, SADAI encontró una estructura que es 18.50% más económica frente a un diseño tradicional. El plano de encofrado y armadura del pórtico optimizado se encuentra en la lámina E-02 del anexo B.

En la tabla 57 y 58 se resume las secciones optimas y el refuerzo transversal de las vigas del pórtico de referencia y las obtenidas mediante SADAI, respectivamente. Se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por cortante. Se observa que en promedio las vigas optimas del pórtico de referencia tiene un ratio D/C por cortante de 0.33. La relación D/C por corte obtenido con el software SADAI es 0.40. Notar que en todos los casos el refuerzo transversal mínimo es mandatorio en el diseño.

En la tabla 59 se resumen las secciones y el refuerzo por flexión de las vigas del pórtico de referencia, se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por flexión. Se observa que en promedio las vigas optimas del pórtico de referencia tiene un ratio D/C por flexión negativa de 0.97 y por flexión positiva de 0.84. Las secciones optimas encontradas con el aplicativo SADAI se observan en la tabla 60, donde se visualiza que el ratio D/C por flexión negativa y positiva es 0.98 y 0.89, respectivamente.

Tabla 57

Resumen de diseño por corte de vigas de pórtico de referencia

Label	Sección		Cortante requerido	Armado de estribo	Cortante resistente	Ratio cortante
	b m	h m	Vy tf		ØVn tf	D/C
V1.1	0.25	0.50	9.33	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.32
V2.1	0.25	0.50	9.08	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.31
V4.1	0.25	0.45	8.85	3/8",1@5,9@10,R@20	26.14	0.34
V6.1	0.25	0.45	9.12	3/8",1@5,9@10,R@20	26.14	0.35

Nota. Elaboración propia

Tabla 58

Resumen de diseño por corte de vigas de pórtico con SADAI

Label	Sección		Cortante requerido	Armado de estribo	Cortante resistente	Ratio cortante
	b m	h m	Vy tf		ØVn tf	D/C
V1.1	0.25	0.40	8.85	3/8",1@5,8@10,R@20	22.79	0.39
V2.1	0.25	0.40	8.78	3/8",1@5,8@10,R@20	22.79	0.39
V4.1	0.25	0.40	8.84	3/8",1@5,8@10,R@20	22.79	0.39
V6.1	0.25	0.40	9.25	3/8",1@5,8@10,R@20	22.79	0.41

Nota. Elaboración propia

Tabla 59*Resumen de diseño por flexión de vigas de referencia*

Label	Sección		Momento requerido		Armadura superior				Armadura inferior				Momento resistente		Ratio flexión	
	b m	h m	Mz- tf.m	Mz+ tf.m	Ass_cont	Ass_izq	Ass_cent	Ass_der	Asi_cont	Asi_izq	Asi_cent	Asi_der	ØMn- tf.m	ØMn+ tf.m	D/C (sup)	D/C (inf)
V1.1	0.25	0.50	11.46	4.95	3Ø1/2"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	3Ø1/2"	-	-	-	12.04	6.17	0.95	0.80
V2.1	0.25	0.50	10.78	4.78	3Ø1/2"	3Ø1/2"	3Ø1/2"	3Ø1/2"	3Ø1/2"	-	-	-	11.19	6.17	0.96	0.77
V4.1	0.25	0.45	9.68	4.66	2Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	3Ø1/2"	-	-	-	9.72	5.44	1.00	0.86
V6.1	0.25	0.45	9.50	5.02	2Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	4Ø1/2"	3Ø1/2"	-	-	-	9.72	5.44	0.98	0.92

Nota. Elaboración propia**Tabla 60***Resumen de diseño por flexión de vigas con SADAI*

Label	Sección		Momento requerido		Armadura superior				Armadura inferior				Momento resistente		Ratio flexión	
	b m	h m	Mz- tf.m	Mz+ tf.m	Ass_cont	Ass_izq	Ass_cent	Ass_der	Asi_cont	Asi_izq	Asi_cent	Asi_der	ØMn- tf.m	ØMn+ tf.m	D/C (sup)	D/C (inf)
V1.1	0.25	0.40	10.63	4.62	3Ø1/2"	1Ø3/4"+2Ø5/8"	1Ø3/4"+2Ø5/8"	1Ø3/4"+2Ø5/8"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	-	-	-	10.65	5.50	0.99	0.84
V2.1	0.25	0.40	10.33	4.75	3Ø1/2"	5Ø1/2"	5Ø1/2"	5Ø1/2"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	-	-	-	10.54	5.50	0.98	0.86
V4.1	0.25	0.40	9.70	4.84	3Ø1/2"	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	-	-	-	9.98	5.50	0.97	0.88
V6.1	0.25	0.40	9.71	4.41	3Ø1/2"	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1Ø5/8"+3Ø1/2"	1Ø5/8"+2Ø1/2"	-	-	-	9.98	5.50	0.97	0.98

Nota. Elaboración propia

En la tabla 61 y 62 se resume las secciones optimas y el refuerzo transversal de las columnas del pórtico plano, se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por cortante. Se observa que en promedio las columnas optimas del pórtico de referencia tiene un ratio D/C por cortante de 0.49. La relación promedio D/C por corte encontrado con el aplicativo SADAI es 0.46.

En la tabla 63 y 64 se resume las secciones optimas y el acero longitudinal de las columnas del pórtico 2D, se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por flexo-compresión. Se observa que en promedio las columnas optimas del pórtico de referencia tiene un ratio D/C por flexo-compresión de 0.62. La relación promedio D/C por flexo-compresión encontrado con el aplicativo SADAI es 0.70.

Tabla 61

Resumen de diseño por corte de columnas de pórtico de referencia

Label	Sección		Cortante requerido	Armado de estribo	Cortante resistente	Ratio D/C
	b m	h m	Vy tf		ϕV_n tf	
C1.1	0.25	0.35	8.69	3/8",1@5,5@10,R@15	19.60	0.44
C1.2	0.35	0.50	24.25	3/8",1@5,5@10,R@15	31.62	0.77
C2.1	0.25	0.35	8.43	3/8",1@5,5@10,R@15	19.60	0.43
C2.2	0.30	0.45	16.29	3/8",1@5,5@10,R@15	25.57	0.64
C4.1	0.25	0.35	7.75	3/8",1@5,5@10,R@15	19.60	0.40
C4.2	0.25	0.35	8.69	3/8",1@5,5@10,R@15	19.04	0.46
C6.1	0.25	0.35	6.28	3/8",1@5,5@10,R@15	19.60	0.32
C6.2	0.25	0.30	5.63	3/8",1@5,5@10,R@15	13.53	0.42

Nota. Elaboración propia

Tabla 62*Resumen de diseño por cortante de columnas con SADAI*

Label	Sección		Cortante requerido	Armado de estribo	Cortante resistente	Ratio
	b	h	Vy		ØVn	
	m	m	tf		tf	D/C
C1.1	0.35	0.35	12.29	3/8",1@5,5@10,R@15	29.09	0.42
C1.2	0.35	0.30	9.91	3/8",1@5,5@10,R@15	20.67	0.48
C2.1	0.35	0.25	9.67	3/8",1@5,5@10,R@15	19.20	0.50
C2.2	0.25	0.30	5.42	3/8",1@5,5@10,R@15	13.64	0.40
C4.1	0.25	0.25	5.47	3/8",1@5,5@10,R@15	13.01	0.42
C4.2	0.25	0.30	9.18	3/8",1@5,5@10,R@15	13.42	0.68
C6.1	0.25	0.25	5.12	3/8",1@5,5@10,R@15	13.01	0.39
C6.2	0.25	0.25	4.87	3/8",1@5,5@10,R@15	13.01	0.37

Nota. Elaboración propia**Tabla 63***Resumen de diseño de columnas de pórtico de referencia*

Label	Sección		Fuerzas requerido				Armadura	Ratio flexo-compresión
	b	h	Mzb	Pb	Mzt	Pt		D/C
	m	m	tf.m	tf	tf.m	tf		
C1.1	0.25	0.35	0	62.44	0	61.30	6Ø5/8"	0.61
C1.2	0.35	0.50	0	123.45	0	121.18	8Ø3/4"	0.55
C2.1	0.25	0.35	5.13	53.03	4.70	52.27	6Ø5/8"	0.76
C2.2	0.30	0.45	0	104.05	0	102.89	8Ø5/8"	0.61
C4.1	0.25	0.35	0	34.81	0	34.05	6Ø5/8"	0.61
C4.2	0.25	0.35	0	68.22	0	67.47	6Ø5/8"	0.60
C6.1	0.25	0.35	4.33	8.30	6.11	7.54	6Ø5/8"	0.89
C6.2	0.25	0.30	0	34.19	0	33.54	4Ø5/8"	0.37

Nota. Elaboración propia

Tabla 64*Resumen de diseño por flexo-compresión de columnas con SADAÍ*

Label	Sección		Fuerzas requerido				Armadura	Ratio flexo-compresión
	b m	h m	Mzb tf-m	Pb tf	Mzt tf.m	Pt tf		D/C
C1.1	0.35	0.35	5.38	60.77	4.95	59.18	6Ø3/4"	0.56
C1.2	0.35	0.30	0	119.16	0	117.79	4Ø3/4"+2Ø5/8"	0.89
C2.1	0.35	0.25	4.43	41.75	4.75	41.16	6Ø3/4"	0.93
C2.2	0.25	0.30	0	0	0	100.97	4Ø3/4"	0.99
C4.1	0.25	0.25	3.62	3.93	3.93	32.47	6Ø3/4"	0.88
C4.2	0.25	0.30	0	0	0	67.35	4Ø3/4"	0.52
C6.1	0.25	0.25	3.90	5.03	5.03	7.21	4Ø5/8"	0.45
C6.2	0.25	0.25	0	0	0	33.61	4Ø5/8"	0.38

Nota. Elaboración propia

El costo directo mínimo de la estructura aporricada de 7 niveles sometido a cargas de viento y gravedad obtenido con la herramienta SADAÍ es S/. 34,515.41, el resumen del presupuesto a nivel de caso estructural se observa en la tabla 65.

Tabla 65*Resumen de presupuesto de pórtico 2D optimizado con SADAÍ*

ítem	Partida	Unidad	Metrado	Precio unitario (S/.)	Costo parcial (S/.)	Costo parcial (S/.)
1	Concreto armado					34,515.41
1.1	Columnas					17,055.38
1.1.1	Concreto premezclado f'c=280 kg/cm2	m3	4.85	372.39	1,804	
1.1.2	Encofrado y desencofrado	m2	68.43	86.11	5,893	
1.1.3	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1159.68	8.07	9,359	
1.2	Vigas peraltadas					17,460.03
1.2.1	Concreto premezclado f'c=280 kg/cm2	m3	8.60	372.39	3,201	
1.2.2	Encofrado y desencofrado	m2	55.87	86.11	4,811	
1.2.3	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1170.83	8.07	9,449	

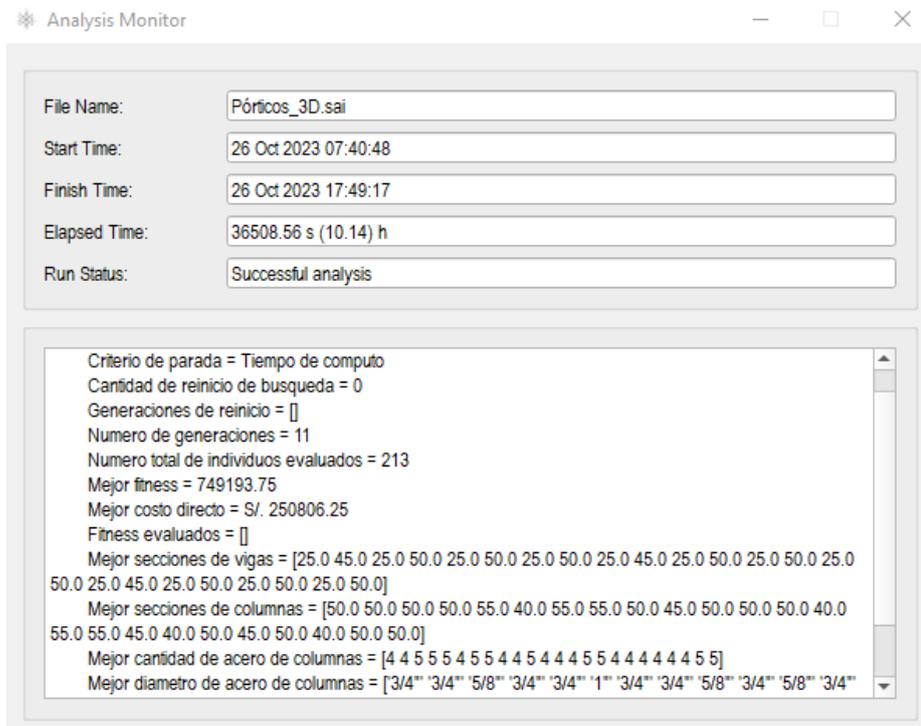
Nota. Elaboración propia

10.3.2 Pórtico tridimensional

El costo directo óptimo del edificio 3D sometido a cargas sísmica y de gravedad resulta en S/. 250,806 tal como se observa en la figura 110.

Figura 110

Resumen de resultados de SADAI para el pórtico 3D



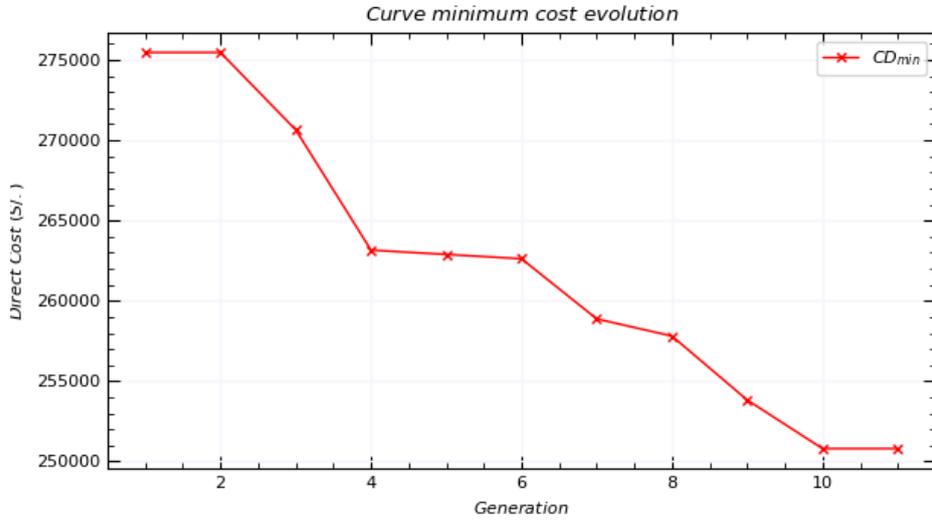
Nota. Elaboración propia

El criterio de parada de la optimización se estableció en un tiempo de cómputo de 10 h, además se configuró un tamaño máximo de 500 generaciones y se realizaron 10 ejecuciones del algoritmo genético. Se empleó los parámetros genéticos que maximizan la robustez de acuerdo a la metodología de Taguchi (ver tabla 56) y se eligió como costo óptimo la corrida que alcanzó el menor costo directo (o mayor fitness). En la figura 111 y 112 se observa la evolución del costo directo mínimo a nivel de casco estructural y el costo promedio en cada generación.

De los resultados obtenidos, el algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo implementado en SADAI fue capaz de encontrar una estructura que es 8.95% más económico respecto de un diseño tradicional. Los planos de encofrado y armadura del edificio aporricado optimizado se encuentra en las láminas E-06@E-8 del anexo B.

Figura 111

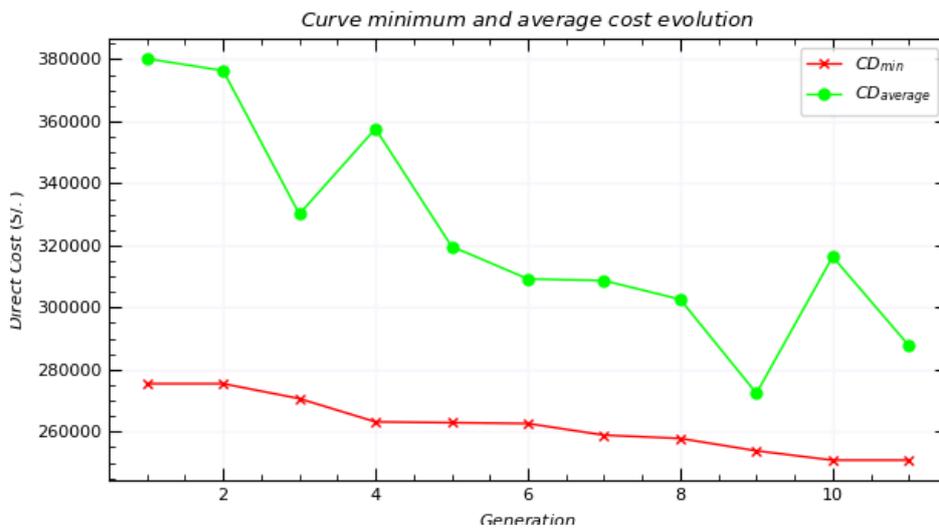
Evolución del costo mínimo del pórtico 3D



Nota. Elaboración propia

Figura 112

Evolución del costo promedio del pórtico 3D



Nota. Elaboración propia

En la tabla 66 y 67 se resume las secciones optimas y el refuerzo transversal de las vigas del edificio diseñado de forma tradicional y mediante SADAI, respectivamente. Se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por cortante. Se observa que en promedio las vigas optimas del diseño tradicional tienen un ratio D/C por cortante de 0.51. La relación D/C por corte obtenido con el software SADAI es 0.39. Notar que en todos los casos el refuerzo transversal mínimo es mandatorio en el diseño.

Tabla 66*Resumen de diseño por cortante de vigas con método tradicional*

Label	Sección		Cortante requerido	Armado de estribo	Cortante resistente	Ratio cortante
	b	h	Vy		ϕV_n	D/C
	m	m	tf		tf	
V1.1	0.25	0.55	8.34	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.24
V1.2	0.25	0.55	12.11	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.36
V1.3	0.25	0.55	16.15	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.47
V1.4	0.25	0.55	30.67	3/8",1@5,11@10,R@20	31.99	0.96
V3.1	0.25	0.55	8.34	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.24
V3.2	0.25	0.55	12.11	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.36
V3.3	0.25	0.55	16.15	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.47
V3.4	0.25	0.55	30.67	3/8",1@5,11@10,R@20	31.99	0.96
V5.1	0.25	0.55	8.34	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.24
V5.2	0.25	0.55	12.11	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.36
V5.3	0.25	0.55	16.15	3/8",1@5,11@10,R@20	34.07	0.47
V5.4	0.25	0.55	30.67	3/8",1@5,11@10,R@20	31.99	0.96

Nota. Elaboración propia**Tabla 67***Resumen de diseño por cortante de vigas con SADAÍ*

Label	Sección		Cortante requerido	Armado de estribo	Cortante resistente	Ratio cortante
	b	h	Vy		ϕV_n	D/C
	m	M	tf		tf	
V1.1	0.25	0.45	5.47	3/8",1@5,9@10,R@20	26.14	0.21
V1.2	0.25	0.50	8.2	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.28
V1.3	0.25	0.50	10.95	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.37
V1.4	0.25	0.50	20.58	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.70
V3.1	0.25	0.45	5.14	3/8",1@5,9@10,R@20	26.14	0.20
V3.2	0.25	0.50	7.96	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.27
V3.3	0.25	0.50	10.93	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.37
V3.4	0.25	0.50	20.72	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.70
V5.1	0.25	0.45	4.16	3/8",1@5,9@10,R@20	26.14	0.16
V5.2	0.25	0.50	7.37	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.25
V5.3	0.25	0.50	13.65	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.46
V5.4	0.25	0.50	20.9	3/8",1@5,10@10,R@20	29.49	0.71

Nota. Elaboración propia

En la tabla 68 se resume las secciones y el refuerzo por flexión de las vigas del edificio 3D, se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por flexión. Se observa que en promedio las vigas diseñado de manera tradicional tiene un ratio D/C por flexión negativa de 0.74 y por flexión positiva de 0.73. Las secciones optimas encontradas con el aplicativo SADAI se observan en la tabla 69, donde se visualiza que el ratio D/C por flexión negativa y positiva es 0.92 y 0.70, respectivamente.

Tabla 68

Resumen de diseño por flexión de vigas con método tradicional

Label	Sección		Momento requerido		Armadura superior				Armadura inferior				Momento resistente		Ratio flexión	
	b m	h m	Mz- tf.m	Mz+ tf.m	Ass_cont	Ass_izq	Ass_cent	Ass_der	Asi_cont	Asi_izq	Asi_cent	Asi_der	ØMn- tf.m	ØMn+ tf.m	D/C (sup)	D/C (inf)
V1.1	0.25	0.55	9.54	1.76	2Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	10.58	7.16	0.90	0.86
V1.2	0.25	0.55	11.53	3.10	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	13.90	7.16	0.82	0.86
V1.3	0.25	0.55	15.33	5.69	2Ø5/8"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	-	-	-	16.65	10.09	0.92	0.60
V1.4	0.25	0.55	24.35	10.92	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	-	-	-	29.92	17.50	0.78	0.60
V3.1	0.25	0.55	8.59	1.79	2Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	10.58	7.16	0.80	0.86
V3.2	0.25	0.55	10.04	3.06	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	13.90	7.16	0.71	0.86
V3.3	0.25	0.55	14.28	5.76	2Ø5/8"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	-	-	-	16.65	10.09	0.85	0.60
V3.4	0.25	0.55	22.44	10.76	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	-	-	-	29.92	17.50	0.71	0.60
V5.1	0.25	0.55	5.02	1.93	2Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	10.58	7.16	0.57	0.86
V5.2	0.25	0.55	6.77	3.29	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	13.90	7.16	0.47	0.86
V5.3	0.25	0.55	10.97	6.14	2Ø5/8"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"	-	-	-	16.65	10.09	0.64	0.60
V5.4	0.25	0.55	21.38	11.43	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	-	-	-	29.92	17.50	0.67	0.63

Nota. Elaboración propia

Tabla 69

Resumen de diseño por flexión de vigas con SADAI

Label	Sección		Momento requerido		Armadura superior				Armadura inferior				Momento resistente		Ratio flexión	
	b	h	Mz-	Mz+	Ass_cont	Ass_izq	Ass_cent	Ass_der	Asi_cont	Asi_izq	Asi_cen	Asi_der	ØMn	ØMn	D/C (sup)	D/C (inf)
	m	m	tf.m	tf.m									-	+		
V1.1	0.25	0.45	8.04	2.06	2Ø5/8"	2Ø5/8"	1Ø3/4"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	9.82	5.59	0.82	0.37
V1.2	0.25	0.50	10.96	3.15	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	11.33	6.34	0.97	0.50
V1.3	0.25	0.50	11.01	5.70	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	11.33	6.34	0.97	0.90
V1.4	0.25	0.50	20.72	10.70	2Ø3/4"	1Ø3/4"+4Ø5/8	3Ø3/4"+1Ø5/8	1Ø3/4"+4Ø5/8	1Ø3/4+2Ø5/8	1Ø5/8"	-	1Ø5/8"	21.05	10.72	0.98	0.99
V3.1	0.25	0.45	7.20	1.96	2Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	8.45	5.59	0.85	0.35
V3.2	0.25	0.50	10.34	3.27	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	11.33	6.34	0.91	0.52
V3.3	0.25	0.50	11.14	5.95	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	11.33	6.34	0.98	0.94
V3.4	0.25	0.50	21.30	10.58	2Ø3/4"	1Ø3/4"+4Ø5/8	3Ø3/4"+1Ø5/8	4Ø3/4"	2Ø3/4+1Ø5/8	-	-	-	21.35	11.71	0.99	0.90
V5.1	0.25	0.45	4.43	2.14	2Ø5/8"	-	-	-	2Ø5/8"	-	-	-	5.59	5.59	0.79	0.38
V5.2	0.25	0.50	7.41	3.61	2Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	1Ø5/8"	2Ø5/8"	-	-	-	9.58	6.34	0.77	0.57
V5.3	0.25	0.50	13.36	9.92	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø3/4"	3Ø5/8"	2Ø3/4"	-	-	-	13.43	9.97	0.98	0.99
V5.4	0.25	0.50	20.92	11.72	2Ø3/4"	1Ø3/4"+4Ø5/8	1Ø3/4"+4Ø5/8	1Ø3/4"+4Ø5/8	1Ø3/4+2Ø5/8	1Ø3/4"	-	1Ø3/4"	21.05	11.82	0.99	0.98

Nota. Elaboración propia

En la tabla 70 y 71 se resume las secciones y el refuerzo transversal de las columnas del edificio aporticado, se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por cortante. Se observa que en promedio las columnas diseñado de forma tradicional tienen un ratio D/C por cortante de 0.11 entre las dos direcciones. La relación promedio D/C por corte encontrado con el aplicativo SADAI es 0.66.

Tabla 70

Resumen de diseño por corte de columnas con método tradicional

Label	Sección		Cortante requerido		Armado de estribo	Cortante resistente		Ratio	
	b	h	Vy	Vz		$\emptyset V_{n_y}$	$\emptyset V_{n_z}$	D/C (y)	D/C (z)
	m	m	tf	tf		tf	tf		
C1.1	0.50	0.50	3.94	6.21	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.06	0.10
C1.2	0.50	0.50	3.94	11.16	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.06	0.18
C1.3	0.50	0.50	5.18	6.21	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.08	0.10
C1.4	0.60	0.60	5.84	11.16	3/8",1@5,6@10,R@25	65.60	65.60	0.09	0.17
C3.1	0.50	0.50	3.25	6.05	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.05	0.10
C3.2	0.50	0.50	3.85	11.05	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.06	0.18
C3.3	0.50	0.50	5.12	6.15	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.08	0.10
C3.4	0.60	0.60	5.6	11.05	3/8",1@5,6@10,R@25	65.60	65.60	0.09	0.17
C5.1	0.50	0.50	3.75	6.11	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.06	0.10
C5.2	0.50	0.50	3.75	11.02	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.06	0.18
C5.3	0.50	0.50	5.1	6.08	3/8",1@5,6@10,R@25	61.33	61.33	0.08	0.10
C5.4	0.60	0.60	5.74	11.07	3/8",1@5,6@10,R@25	65.60	65.60	0.09	0.17

Nota. Elaboración propia

Tabla 71

Resumen de diseño por corte de columnas con SADAI

Label	Sección		Cortante requerido		Armado de estribo	Cortante resistente		Ratio	
	b	h	Vy	Vz		$\emptyset V_{n_y}$	$\emptyset V_{n_z}$	D/C (y)	D/C (z)
	m	m	tf	tf		tf	tf		
C1.1	0.50	0.50	33.04	34.55	3/8",1@5,5@10,R@15	47.92	47.92	0.69	0.72
C1.2	0.50	0.50	38.33	39.88	3/8",1@5,5@10,R@15	48.10	48.10	0.8	0.83
C1.3	0.55	0.40	34.13	36.45	3/8",1@5,6@10,R@15	50.15	42.15	0.68	0.86
C1.4	0.55	0.55	54.25	53.16	3/8",1@5,6@10,R@15	54.96	54.96	0.99	0.97
C3.1	0.50	0.45	22.64	24.10	3/8",1@5,5@10,R@15	46.65	44.28	0.49	0.54
C3.2	0.50	0.50	32.28	34.15	3/8",1@5,5@10,R@15	48.10	48.10	0.67	0.71
C3.3	0.50	0.40	24.11	38.12	3/8",1@5,5@10,R@15	45.04	42.15	0.54	0.90
C3.4	0.55	0.55	51.15	54.50	3/8",1@5,6@10,R@15	54.96	54.96	0.93	0.99
C5.1	0.45	0.40	14.54	15.35	3/8",1@5,5@10,R@15	40.10	42.15	0.36	0.36
C5.2	0.50	0.45	18.55	19.19	3/8",1@5,5@10,R@15	46.65	44.28	0.4	0.43
C5.3	0.50	0.40	15.86	16.75	3/8",1@5,5@10,R@15	45.21	42.15	0.35	0.40
C5.4	0.50	0.50	28.51	29.66	3/8",1@5,5@10,R@15	48.10	48.10	0.59	0.62

Nota. Elaboración propia

En la tabla 72 y 73 se resume las secciones y el acero longitudinal de las columnas del edificio 3D, se determina para efectos de comparación la relación demanda capacidad (D/C) por flexo-compresión. Se observa que en promedio las columnas mediante un diseño tradicional tienen un ratio D/C por flexo-compresión de 0.37. La relación promedio D/C por flexo-compresión encontrado con el aplicativo SADAI es 0.44.

Tabla 72

Resumen de diseño de columnas con método tradicional

Label	Sección		Armadura	Ratio flexo-compresión	
	b	h		D/C (y)	D/C (z)
	m	m			
C1.1	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.27	0.29
C1.2	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.34	0.38
C1.3	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.36	0.36
C1.4	0.60	0.60	16Ø3/4"	0.51	0.51
C3.1	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.25	0.45
C3.2	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.30	0.50
C3.3	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.27	0.47
C3.4	0.60	0.60	16Ø3/4"	0.40	0.60
C5.1	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.15	0.35
C5.2	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.25	0.45
C5.3	0.50	0.50	12Ø3/4"	0.18	0.38
C5.4	0.60	0.60	16Ø3/4"	0.32	0.52

Nota. Elaboración propia

Tabla 73

Resumen de diseño de columnas con SADAI

Label	Sección		Armadura	Ratio flexo-compresión	
	b	h		D/C (y)	D/C (z)
	m	m			
C1.1	50	50	12Ø3/4"	0.36	0.45
C1.2	50	50	4Ø3/4"+12Ø5/8"	0.47	0.55
C1.3	55	40	4Ø1"+10Ø3/4"	0.43	0.48
C1.4	55	55	16Ø3/4"	0.61	0.72
C3.1	50	45	4Ø3/4"+8Ø5/8"	0.28	0.38
C3.2	50	50	4Ø3/4"+10Ø5/8"	0.40	0.43
C3.3	50	40	12Ø3/4"	0.31	0.43
C3.4	55	55	16Ø3/4"	0.36	0.39
C5.1	45	40	12Ø5/8"	0.50	0.58
C5.2	50	45	12Ø5/8"	0.67	0.72
C5.3	50	40	12Ø5/8"	0.26	0.39
C5.4	50	50	16Ø5/8"	0.15	0.19

Nota. Elaboración propia

El costo directo mínimo de la estructura aporricada de 5 niveles sometido a cargas de gravedad y sísmicas obtenido con la herramienta SADAI es S/. 250,806 el resumen del presupuesto a nivel de caso estructural se observa en la tabla 74.

Tabla 74

Resumen de presupuesto de edificio 3D optimizado con SADAI

ítem	Partida	Unidad	Metrado	Precio unitario (S/.)	Costo parcial (S/.)	Costo parcial (S/.)
1	Concreto armado					250806
1.1	Columnas					98037
1.1.1	Concreto premezclado $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	75.10	327.59	24600	
1.1.2	Encofrado y desencofrado	m ²	596.87	40.87	24394	
1.1.3	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	14906.65	3.29	49043	
1.2	Vigas peraltadas					152769
1.2.1	Concreto premezclado $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	129.69	308.25	39977	
1.2.2	Encofrado y desencofrado	m ²	878.09	56.18	49331	
1.2.3	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	19288.99	3.29	63461	

Nota. Elaboración propia

10.4 Contratación de Hipótesis

10.4.1 Hipótesis principal

Al desarrollar la optimización estructural empleando algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo se reduce el costo directo a nivel de casco estructural de pórticos de concreto armado.

El algoritmo de optimización empleado dentro del motor de cálculo de SADAI para el caso del costo directo del pórtico 2D es 3.10% más eficiente respecto a la tesis tomado como referencia. Para el edificio 3D se encontró que SADAI puede optimizar en términos de costo directo del casto estructural hasta un 8.95% en comparación con un diseño tradicional. Además, la herramienta desarrollada permite modelar una estructura muy rápido debido a la programación paramétrica y tiene la capacidad de optimizar cualquier otra estructura de geometría regular bajo cargas sísmicas en un tiempo competente. Por ende, se confirma la hipótesis.

10.4.2 Hipótesis secundarias

- a) Al desarrollar la automatización del modelo analítico se logra obtener las secciones óptimas de pórticos de concreto armado.

La herramienta desarrollada emplea el paradigma de programación orientada a objetos, esta forma de programar permite guardar la información en objetos (viga o columna) y operar con ella convenientemente. SADAI crea la geometría del modelo estructural mediante la parametrización de la estructura, esto permite crear diversas propuestas de pórticos regulares, en las tablas 47 y 48 se observa que frente a un modelo realizado en SAP2000 el error en las fuerzas internas para fines ingenieriles son iguales. Una vez obtenida las fuerzas de diseño es posible determinar la armadura longitudinal y transversal de manera automatizada, por lo tanto, se confirma la hipótesis.

- b) Al utilizar los parámetros genéticos más adecuado permite obtener el costo mínimo de estructuras aporticada.

Los parámetros del algoritmo genético encontrados mediante la metodología de Taguchi garantizan un mejor desempeño frente a otros trabajos implementados en la literatura donde la selección de estos es por ensayo y error. El diseño de experimentos de Taguchi aumenta la robustez del modelo y acelera la búsqueda en el espacio de soluciones, en las tablas 52 y 56 se resume los parámetros genéticos para los pórticos optimizados. Por consecuencia, se confirma la hipótesis.

- c) Al desarrollar la estructura del algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo se logra encontrar secciones óptimas de pórticos frente a cargas sísmicas, viento y de gravedad.

El algoritmo de optimización de SADAI permite escapar de convergencias prematuras y de óptimos locales mediante la incorporación de reinicio de búsqueda dentro del bucle del genético. Dicho de otro modo, cuando el fitness del mejor individuo en una cantidad de generaciones no mejora, se activa el criterio de reinicio de búsqueda y se almacena a los mejores individuos para la iteración siguiente. Por lo tanto, se confirma la hipótesis.

CONCLUSIONES

1. La optimización del pórtico 2D y 3D mediante SADAI permite encontrar una estructura con una diferencia de costo directo de 18.50% y 8.95% menos frente a un diseño tradicional, respectivamente. La herramienta desarrollada logra esta disminución debido al análisis de múltiples estructuras generadas mediante programación paramétrica y empleo del algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo.
2. La obtención del modelo analítico de forma automática permite determinar las fuerzas internas y por lo tanto el acero de refuerzo por flexión y cortante en vigas y columnas. El error de cálculo de las fuerzas internas para el caso del pórtico plano entre SADAI y SAP2000 para elementos vigas y columnas es 2.9 y 1.4%, respectivamente.
3. Los parámetros del algoritmo genético para los pórticos 2D y 3D determinados mediante la metodología de Taguchi dotan de robustez y garantizan un mejor desempeño en el proceso de exploración y explotación del espacio de soluciones.
4. La dimensión del problema de optimización del ejemplo numérico de dos dimensiones y tres dimensiones son de 56 y 96, respectivamente. El espacio de búsqueda es altamente complejo, SADAI incorporar un módulo para escapar de convergencias prematuras y de óptimos locales mediante el reinicio de búsqueda dentro del bucle del genético. La estructura del algoritmo genético desarrollado es una versión robusta para problemas de optimización que resulta de modelar estructuras reales bajo solicitaciones sísmicas, viento y gravedad.

RECOMENDACIONES

1. Agrupar los elementos estructurales que reúnen comportamientos similares, de tal forma de reducir las variables de decisión y por ende reducir el tiempo de cálculo e interpretación de resultados.
2. Establecer un criterio de constructabilidad en la selección de las armaduras de refuerzo de vigas y columnas durante la ejecución del algoritmo genético. Incorporar criterios de armado que guardan relación entre niveles y elementos es clave para encontrar una estructura apta para construcción.
3. Para aumentar la probabilidad de encontrar el óptimo global, es necesario maximizar el performance de los parámetros genéticos mediante la metodología de Taguchi. Además, se recomienda implementar dentro del bucle del AG reinicios en el proceso de optimización.
4. Ejecutar simulaciones de baja confiabilidad utilizando metamodelos resulta ser más barato que complejas simulaciones informáticas de alta fidelidad (FEA, por ejemplo). En un proceso de optimización, el uso de metamodelos supone un importante ahorro de tiempo de cálculo. Los metamodelos permiten recorrer fácilmente todo el espacio de diseño del problema investigado. En cuanto a la estrategia de metamodelado, Kriging y las redes neuronales son las estrategias más populares.
5. La computación en la nube y la ejecución de modelos con técnicas de programación en paralelo son alternativas viables para reducir el tiempo de evaluación del fitness de un problema de optimización.
6. Realizar una verificación de los resultados en un programa comercial de análisis estructural (SAP2000, ETABS, ANSYS, etc.) a través de sus APIs.

REFERENCIAS

- ACI 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.
- Alanani, M., y Elshaer, A. (2023). ANN-based optimization framework for the design of wind load resisting system of tall buildings. *Engineering Structures*, 285, 1-32. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116032>
- Bao, S., Han, K., Zhang, L., Luo, X., y Chen, S. (2021). Pavement maintenance decision making based on optimization models. *Applied Sciences*, 11, 163-177. <https://doi.org/10.3390/app11209706>
- Blanco, A. (2011). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Coello, C. (2005). *Recent trends in evolutionary multiobjective optimization*. Springer. https://doi.org/10.1007/1-84628-137-7_2
- Córdova, C. (2015). *Diseño de estructuras de hormigón armado*. Universidad de Santiago de Chile.
- Cucuzza, R., Rosso, M., Aloisio, A., Melchiorre, J., Lo Giudice, M., y Marano, G. (2022). Size and Shape Optimization of a Guyed Mast Structure under Wind, Ice and Seismic Loading. *Applied Sciences*, 12, 57-88. <https://doi.org/10.3390/app12104875>
- Cusipuma, E. (2015). *Aplicación de métodos de optimización en estructuras de hormigón armado* [Tesis de pregrado, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba-Bolivia].
- Dao, S., Abhary, K., y Marian, R. (2017). An innovative framework for designing genetic algorithm structures. *Expert Systems with Applications*. <https://doi.org/10.1016/j.eswa.2017.08.018>
- E.030. (2018). *Regamento nacional de edificaciones NTE E.030 Diseño sismorresistente*. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.
- E.060. (2009). *Regamento nacional de edificaciones NTE E.060 Concreto armado*. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.
- Escobar, K. (2019). *Optimización del diseño de estructuras de acero en cobertura mediante el método de algoritmos genéticos* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelilca-Perú]. <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/3069>

- González, N. (2020). *Algoritmos evolutivos para el diseño estructural: Estado del arte y caso de estudio* [Tesis de pregrado, Universidad de Chile, Santiago-Chile].
<https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/178216>
- Guo, J., Li, M., Jiang, Z., Wang, Z., y Zhou, Y. (2022). Optimized design of floor plan and components of prefabricated building with energy-cost effect. *Applied Sciences*, 12, 89-103. <https://doi.org/10.3390/app12083740>
- La Torre, J. (2018). *Optimización del diseño estructural, enfocado en el costo de edificaciones educativas de concreto armado* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima-Perú].
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/12149>
- Lagaros, N., y Plevris, V. (2022). Artificial intelligence (AI) applied in civil engineering. *Applied Sciences*, 12, 1-7. <https://doi.org/10.3390/app12157595>
- McKenna, F. (2011). OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science and Engineering*, 13, 58-66.
<https://doi.org/10.1109/MCSE.2011.66>
- Nadim, H., y Akthem, A. (2015). *Structural concrete theory and design*. Wiley.
- Negrin, I. (2016). *Optimización de conjuntos estructurales considerando los factores usualmente ignorados en la modelación usando la OAPI SAP2000-MatLab* [Tesis de pregrado, Universidad Central “Marta Abreu” De Las Villas, Santa Clara-Cuba].
<http://dspace.uclv.edu.cu:8089/handle/123456789/7303>
- Negrin, I., Kripka, M., y Yepes, V. (2023). Metamodel-assisted design optimization in the field of structural engineering: A literature review. *Structures*, 52, 609-631.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.04.006>
- Oviedo, R. (2016). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado*. Oviedo Ingeniería EIRL.
- Payá, I. (2007). *Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado*. [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia-España].
- Ponce, J., Torres, A., Quezada, F., Silva, A., Martínez, E., y Casali, A. (2014). *Inteligencia Artificial*. Iniciativa Latinoamericana de libros de texto abiertos.
<https://doi.org/10.13140/2.1.3720.0960>
- Salehi, H., y Burgueño, R. (2018). Emerging artificial intelligence methods in structural engineering. *Engineering Structures*, 171, 170-189.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.084>

- Salvatierra, A., y Salvatierra, R. (2018). *Distribución óptima de amortiguadores viscosos no lineales para una edificación aporricada de concreto armado mediante algoritmos genéticos* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica-Perú]. <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/2252>
- Torrano, M. (2003). *Diseño óptimo de secciones y elementos estructurales de hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena-España].
- Velasco, L., y Bobadilla, H. (2020). *Introducción al análisis estructural con OpenSees*. Instituto de Ingeniería UNAM.
- Wight, J. (2016). *Reinforced concrete mechanics and design*. Pearson.
- Yepes, V. (2002). *Optimización heurística económica aplicada a las redes de transporte del tipo VRPTW* [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia-España]. <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/2664>
- Zavala, G., Nebro, A., Luna, F., y Coello, C. (2014). A survey of multi-objective metaheuristics applied to structural optimization. *Springer*, 49, 537-558.
<https://doi.org/10.1007/s00158-013-0996-4>
- Zhu, M., McKenna, F., y Scott, M. (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX*, 7, 6-11.
<https://doi.org/10.1016/j.softx.2017.10.009>

ANEXOS

Anexo A: Matriz de consistencia

Título: Desarrollo de una herramienta informática para el análisis, diseño y optimización estructural empleando modelado paramétrico y algoritmo genético en edificios de pórticos de concreto armado

Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variable independiente	Técnicas e Instrumentos	Metodología
¿Cómo la optimización estructural mediante algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo minimiza el costo directo a nivel de casco estructural de pórticos de concreto armado?	Desarrollar la optimización estructural empleando algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo para reducir el costo directo a nivel de casco estructural de pórticos de concreto armado.	Al desarrollar la optimización estructural empleando algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo se reduce el costo directo a nivel de casco estructural de pórticos de concreto armado.	Optimización estructural mediante algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo	-Observación directa -Análisis de información bibliográfica	La metodología se desarrolló a través del método científico, debido a que fue de manera ordenada y secuencial. El tipo de investigación es aplicada con enfoque cuantitativo. El diseño de investigación es experimental con diseño transversal. El nivel de investigación es aplicativo. La población son las edificaciones aporticadas de geometría regular y la muestra son pórticos planos de 7 niveles y pórticos tridimensional de 5 niveles.
Problema específico	Objetivo específico	Hipótesis específica	Variable dependiente		
a) ¿De qué manera la automatización del modelo analítico influye en la optimización de secciones de pórticos de concreto armado?	a) Desarrollar la automatización del modelo analítico para optimizar las secciones de pórticos de concreto armado	a) Al desarrollar la automatización del modelo analítico se logra obtener las secciones óptimas de pórticos de concreto armado.			
b) ¿De qué manera la elección de los parámetros genéticos influye en la obtención del costo mínimo de estructuras aporticada?	b) Encontrar los parámetros genéticos más adecuado para obtener el costo mínimo de estructuras aporticada.	b) Al utilizar los parámetros genéticos más adecuado permite obtener el costo mínimo de estructuras aporticada.	Minimizar el costo directo a nivel de casco estructural de estructuras aporticada de concreto armado	-Excel -Minitab -OpenSees -SAP2000 -NTP E.020 -NTP E.030 -NTP E.060 -ACI 318	
c) ¿De qué manera el algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo obtiene las secciones óptimas de pórticos frente a cargas de sismo, viento y de gravedad?	c) Desarrollar la estructura de un algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo para encontrar las secciones óptimas de pórticos frente a solicitaciones sísmicas, viento y de gravedad.	c) Al desarrollar la estructura del algoritmo genético híbrido de reinicio adaptativo se logra encontrar secciones óptimas de pórticos frente a cargas sísmicas, viento y de gravedad.			

Anexo B: Planos de estructuras