ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

REDISEÑO Y SIMULACIÓN DE UN ELEVADOR MODULAR DE CARGA DE DOS TONELADAS DE CAPACIDAD PARA EDIFICACIONES EN CONSTRUCCIÓN

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

HUMBERTO JAVIER ALDÁS SÁNCHEZ
javieraldas88@outlook.es

DIRECTOR: ING. CARLOS BALDEÓN, MDI
carlos.baldeon@epn.edu.ec

Quito, Septiembre 2015

DECLARACIÓN

Yo, Humberto Javier Aldás Sánchez, declaro bajo juramento que el trabajo aquí escrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

_____

Humberto Javier Aldás Sánchez

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por el señor Humberto Javier Aldás Sánchez, bajo nuestra supervisión.

_____

Ing. Carlos Baldeón, MDI

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a Dios, por haber cuidado de mí en todos los momentos de está mi corta vida. A mis padres el Econ. Alberto Aldás y la Lic. Marlene Sánchez, por apoyarme y confiar en mí para llegar a ser el ser humano que soy, a pesar de todo lo que les ha tocado vivir por mi culpa.

A mis hermanos Franklin por ser pilar fundamental en mi vida con su emprendimiento y su ejemplo. Jonathan por estar conmigo en todo momento esto es para ti, que sigas adelante con tus sueños, aspiraciones y metas Pichi. A mi hermana Lorena por ser incondicional, ayudarme en todos los aspectos de mi vida, gracias ñaña. A mi abuela Mamá Isabelita por sus consejos, a mis tías Nelly, Isabel, Luz Carmita por siempre cuidar de mí y apoyarme de todas las maneras posibles. A mis tíos Ángel y Juanqui por ser un ejemplo de personas y enseñarme a ser un caballero a carta cabal. A todos mis primos, y primas que de una u otra manera siempre estuvieron pendientes. A todos y cada uno de los miembros de mi familia que fueron fundamentales para poder lograr esta meta, y hacer realidad uno de mis sueños.

Al Ing Carlos Baldeón, por dirigir este proyecto de manera acertada, y haberme brindado su amistad. A mis amigos de toda la vida Alex, Mauricio por compartir tantos momentos gratos y siempre demostrarme su amistad en los momentos más difíciles. A mi promoción los Boa Genios sin la demoleitor, Freddy, Raúl, Vinicio, David, Esteban, Boris, Fernando, Daniel, Homero, Diego, Patricio, Daniel, Alexis, Esteban, Josué por haber caminado el bien y el mal conmigo. A todos los panas del fútbol. A la mejor facultad del mundo MECÁNICA. A todas las personas que participaron directa o indirectamente de este proyecto, la vida no me alcanzara para darles las GRACIAS.

HUMBERTITO JAVIER

DEDICATORIA

Dedico este esfuerzo gigante a toda mi familia, en especial a mi madre Marlene pilar fundamental en mi vida y que jugó un papel muy importante para llegar a esta meta y nunca dudo de mí.

A mi padre que de una u otra forma siempre me ayudado en todos mis proyectos de vida gracias Economista.

A mis hermanos que siempre estuvieron con una palabra de aliento, y un gesto para ayudarme a ser quien soy.

A todas las personas que siempre estuvieron pendientes de mí, en nuestra querida facultad, va para ustedes.

A todas y cada una de mis fans enamoradas con las que compartí en alguna etapa de mi vida universitaria.

HUMBERTITO JAVIER

DECLARACIÓN i

CERTIFICACIÓN ii

AGRADECIMIENTO iii

DEDICATORIA iv

LISTA DE FIGURAS ix

LISTA DE TABLAS xiii

LISTA DE CUADROS xvii

RESUMEN xviii

CAPÍTULO 1 1

1. GENERALIDADES Y MARCO TEÓRICO 1

1.1 INTRODUCCIÓN 1

1.2 HISTORIA DE LOS ELEVADORES DE CARGA 1

1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEVADORES DE CARGA 3

1.4 COMPONENTES PRINCIPALES 5

1.5 PÁRAMETROS 6

1.6 ACEROS USADOS EN LA INDUSTRIA 7

1.7 MARCO TEÓRICO 8

1.7.1 MATERIALES 8

1.7.2 ACEROS AL CARBONO 8

1.7.3 ACERO A36 8

1.7.4 ACERO A529 8

1.7.5 ACERO A573 9

1.7.6 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN (High strength low allow) 9

1.8 CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL ELEVADOR 12

1.8.1 CARGAS PRINCIPALES 12

1.8.2 CARGA NOMINAL 13
1.8.3 CARGA DE TRABAJO 13
1.8.4 CARGA DE SEGURIDAD WS 13
1.8.5 SOBRECARGA 13
1.9 ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA 14
1.9.1 NOMENCLATURA 14
1.9.2 ECUACIÓN REAL DE DISEÑO 15
1.9.3 ÍNDICE DE TRABAJO 15
1.10 DISEÑO ESTRUCTURAL 15
1.10.1 MÉTODO ASD DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES 15
1.10.2 COMBINACIONES DE CARGAS NOMINALES PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES 16
1.11 TEORIAS DE FALLA 18
1.11.1 TEORÍA DEL ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO PARA MATERIALES DÚCTILES 19
1.11.2 TEORÍA DE LA ENERGÍA DE LA DISTORSIÓN PARA MATERIALES DÚCTILES 21
1.11.3 TEORÍA DE MOHR COULOMB PARA MATERIALES DÚCTILES . 23
1.12 MÉTODO DE LOS TRES MOMENTOS 24
1.13 MÉTODO DE LA RIGIDEZ 25
1.14 VIGAS 28
1.14.1 SECCIÓN COMPACTA 28
1.14.2 APOYO LATERAL 29
1.15 DISEÑO DE VIGAS 29
1.15.1 DISEÑO DE VIGAS SIMPLES 30
1.15.2 DISEÑO DE VIGAS CONTINUAS 32

1.15.3 EFECTOS DEL CORTANTE 32

1.16 TORSIÓN EN VIGAS 33

1.16.1 MIEMBROS NO TUBULARES BAJO TORSIÓN Y TENSIONES COMBINADAS 33

1.17 DISEÑO DE COLUMNAS 34

1.17.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO AXIALMENTE CARGADAS SEGÚN LA AISC 34

1.18 CARGAS EQUIVALENTES EN COLUMNAS 39

1.19 VIGA-COLUMNA 40

1.19.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS 41

1.20 CÁLCULO DE PLACA BASE 42

1.21 DISEÑO JUNTAS SOLDADAS 45

1.22 CONEXIONES RIGIDAS 46

1.22.1 CÁLCULO DE LOS PERNOS 46

1.22.2 GEOMETRÍA DE PLACAS 49

1.23 POLIPASTO 51

1.23.1 POLIPASTO DE ACCIONAMIENTO MANUAL 51

1.23.2 POLIPASTO DE PALANCA 51

1.23.3 POLIPASTO ELÉCTRICO POR CADENA O CABLE 52

1.23.4 LINEAS DE SUMINISTRO DE ENERGÍA 53

1.23.5 GANCHOS 53

1.23.6 TROLLEY O CARRO 53

1.24 CABLES 54

1.24.1 DESIGNACIÓN DE LOS CABLES 55

1.24.2 DISEÑO DE CABLES 56

1.24.3 PRETENSADO DE CABLES 57

CAPÍTULO 2 58
2. FACTIBILIDAD 58
2.1 INTRODUCCIÓN 58
2.2 CRITERIOS DE DISEÑO INGENIERIL PARA ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS 58
2.3 SELECCION DE ALTERNATIVAS 59
2.3.1 ALTERNATIVA A, ELEVADOR EN CANTILIVER SOPORTADO POR UNA COLUMNA 59
2.3.2 ALTERNATIVA B, ELEVADOR EN CANTILIVER SOPORTADO POR UN PÓRTICO TRIDIMENSIONAL 60
2.3.3 ALTERNATIVA C, ELEVADOR TIPO TIJERA 62
2.3.4 CRITERIOS DE LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS 63
2.4 MÉTODO DE SELECIÓN DE ALTERNATIVAS 63
Elevador en cantilever soportado por una columna. 63
2.5 SELECCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL PÓRTICO 65
2.6 TIPO DE PERFILES PARA LAS COLUMNAS y LAS VIGAS. 66
2.7 TIPOLOGIA ESTRUCTURAL 66
2.8 SELECCIÓN DEL ACERO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL 66
2.9 MATERIAL DE APORTE EN LA SOLDADURA 67
2.10 SELECCIÓN DEL POLIPASTO Y TROLLEY 68
2.10.1 SELECCIÓN DEL POLIPASTO 68
2.10.2 SELECCIÓN DEL TROLLEY 70
2.11 CÓDIGOS, NORMAS, Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO. 71
CAPÍTULO 3 73
3. CÁLCULO SIMULACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS 73
3.1 INTRODUCCIÓN 73

3.2 DIMENSIONAMIENTO PREVIO DEL ELEVADOR 73
3.3 CARGA EN LA VIGA PRINCIPAL 75
3.4 CÁLCULO DE LA VIGA PRINCIPAL 75
3.5 CÁLCULO DE LOS PÓRTICOS DEL ELEVADOR MODULAR 83
3.5.1 CÁLCULO DEL PÓRTICO DEFG 83
3.5.2 CÁLCULO DEL PÓRTICO DEIH 101
3.5.3 CÁLCULO DEL PÓRTICO HIJK 115
3.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE 130
3.6.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA PLACA BASE 131
3.6.2 ESPESOR DE LA PLACA BASE 131
3.7 CÁLCULO DE LA SOLDADURA 132
3.7.1 TENTATIVA CONSTRUCTIVA DE COLUMNA Y PLACA BASE .. 132
3.7.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO 133
3.8 CÁLCULO DE LOS PERNOS 135
3.8.1 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA VIGA PRINCIPAL Y LA VIGA FRONTAL 135
3.8.2 CÁLCULO DE CONEXIONES VIGA COLUMNA 140
3.8.3 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA COLUMNA CON LA VIGA FRONTAL 141
3.8.4 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA COLUMNA CON LA VIGA POSTERIOR 144
4.10.5 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA COLUMNA CON LA VIGA LATERAL 148
3.8.5 CÁLCULO DE LA SOLDADURA DEL ÁNGULO Y LA COLUMNA 152
3.9 UNIÓN Y SUJECIÓN DE LOS CABLES 154

3.10 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO MEDIANTE EL USO DEL SOFTWARE SAP 2000 155
3.10.1 SELECCIÓN DEL MATERIAL 155
3.10.2 SELECCIÓN DE LOS PERFILES DE LA ESTRUCTURA..... 156
3.11 DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA 157
3.11.1 CARGA MUERTA (DEAD LOAD) 158
3.11.2 CARGA VIVA (LIVE LOAD) 158
3.12 DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA 158
3.13 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA 159
3.14 ASIGNACIÓN DE CONDICIONES DE JUNTA 160
3.15 RESTRICCIONES DEL TIPO DE JUNTA 161
3.16 CÁLCULO DE CARGAS ESTÁTICAS 162
3.16.1 CARGA MUERTA (D) 162
3.16.2 CARGA VIVA (L)..... 162
3.16.3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 163
3.16.4 RESULTADOS 164
3.16.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS..... 165
3.16.6 PERFILES 165
3.17 FABRICACIÓN Y MONTAJE 165
3.17.1 CONSIDERACIONES GENERALES 165
3.17.2 DISEÑO DE PLANOS PARA CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE 166
3.17.3 FABRICACIÓN 166
3.17.4 TRANSPORTE Y MONTAJE 167
3.17.5 PINTURA Y ACABADO 167
3.17.6 PLANOS y WPS 167

3.17.7 CONSTRUCCIÓN DE LA MÁQUINA ELEVADORA DE CARGA .. 167
CAPÍTULO 4 170
4. ANÁLISIS FINANCIERO 170
4.1 INTRODUCCIÓN 170
4.2 PARÁMETROS 170
4.3 ANÁLISIS FINANCIERO 170
4.3.1 COSTOS DIRECTOS 171
4.3.2 COSTOS INDIRECTOS 172
4.4 CONCEPTOS PRINCIPALES 172
4.4.1 RUBRO 172
4.4.2 UNIDAD 173
4.4.3 RENDIMIENTO 173
4.4.4 FACTOR K 173
4.4.5 EQUIPOS 173
4.4.6 CANTIDAD 173
4.4.7 TARIFA 173
4.4.8 COSTO HORA 173
4.4.9 COSTO UNITARIO 174
4.4.10 MANO DE OBRA 174
4.4.11 CANTIDAD 174
4.4.12 JORNAL/HORA 174
4.4.13 COSTO HORA 174
4.5 COSTO TOTAL 174
4.5.1 COSTOS FINANCIEROS 174
4.5.2 UTILIDAD 175

4.5.3 TOTAL 175
4.6 PRESUPUESTO 175
4.7 ANÁLISIS DE RUBROS UNITARIOS 177
CAPÍTULO 5 184
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 184
BIBLIOGRAFÍA 186
PAGINAS WEB 187
Anexos 188
Anexo A1 189
Anexo A2 190
Anexo A3 191
Anexo A4 192
Anexo A5 193
Anexo A6 194
Anexo A7 195

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. 1 ELEVADOR DE CARGA 2
FIGURA 1. 2 GRÚA PÓRTICO..... 3
FIGURA 1. 3 GRÚA SEMI PÓRTICO 4
FIGURA 1. 4 GRÚA MÉNSULA..... 4
FIGURA 1. 5 GRÚA DE BRAZO GIRATORIO. 5
FIGURA 1. 6 MECANISMO DE ELEVACIÓN O CARRO 5
FIGURA 1. 7 ESQUEMA DE PRINCIPALES PARÁMETROS DE UNA GRÚA O ELEVADOR. 7
FIGURA 1. 8 DIFERENTES PERFILES DE ACERO 10
FIGURA 1. 9 VIGA DE ACERO..... 11
FIGURA 1. 10 COLUMNAS DE ACERO..... 11
FIGURA 1. 11 UNIONES SOLDADAS 12
FIGURA 1. 12 CARGAS PRINCIPALES QUE ACTÚAN SOBRE LA ESTRUCTURA. 14
FIGURA 1. 13 CIRCULO DE MOHR..... 20
FIGURA 1. 14 A. ESFUERZOS TRIAXIALES, B. COMPONENTE HIDROSTÁTICO, C. COMPONENTE DE DISTORSIÓN 21
FIGURA 1. 15 CIRCULO DE MOHR ENSAYO DE COMPRESIÓN, ENSAYO DE TENSIÓN, FALLA. 23
FIGURA 1. 16 REPRESENTACIÓN DEL MÉTODO DE LOS TRES MOMENTOS EN UNA VIGA ... 24
FIGURA 1. 17 PÓRTICO DE ANÁLISIS REPRESENTANDO NODOS, APOYOS Y GRADOS DE LIBERTAD..... 26
FIGURA 1. 18 VIGA CARGADA 27
FIGURA 1. 19 NOMOGRAMA PARA DETERMINACIÓN DE LONGITUDES EFECTIVAS. 37
FIGURA 1. 20 CARGAS COMBINADAS EN COLUMNAS. 40
FIGURA 1. 21 PLACA BASE 43
FIGURA 1. 22 PLACA BASE VISTA SUPERIOR 43
FIGURA 1. 23 UNIÓN MEDIANTE UN PERNO ENTRE DOS PLACAS DE ESPESOR $t1$ Y $t2$ 46
FIGURA 1. 24 SIMBOLOGÍA GEOMÉTRICA DE LA PLACA BASE..... 50
FIGURA 1. 25 POLIPASTO ELÉCTRICO..... 51
FIGURA 1. 26 POLIPASTO ELÉCTRICO. 52
FIGURA 1. 27 GANCHO 53

FIGURA 1. 28 TROLLEY O CARRO. 54
FIGURA 1. 29 CABLE DE ACERO Y SUS PARTES. 54
FIGURA 1. 30 TORON CAPA SIMPLE. 55
FIGURA 1. 31 DESIGNACIÓN DE CABLE DE ACERO. 56

FIGURA 2. 1 ELEVADOR EN CANTILIVER SOPORTADO POR UNA COLUMNA 60
FIGURA 2. 2 ELEVADOR EN CANTILÉVER SOPORTADO POR UN PÓRTICO TRIDIMENSIONAL 61
FIGURA 2. 3 ELEVADOR TIPO TIJERA 62

FIGURA 3. 1 ELEVADOR MODULAR DE CARGA 74
FIGURA 3. 2 IDENTIFICACIÓN DE LA VIGA PRINCIPAL Y DE LOS PÓRTICOS DE ANÁLISIS 76
FIGURA 3. 3 VIGA PRINCIPAL DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA. 77
FIGURA 3. 4 REACCIONES TRAMO 1- 2 78
FIGURA 3. 5 REACCIONES EN EL TRAMO 1 – 2 CAUSADOS POR FUERZAS EXTERNAS 78
FIGURA 3. 6 REACCIONES TOTALES EN LA VIGA 78
FIGURA 3. 7 DIAGRAMA DE CORTANTE DE LA VIGA PRINCIPAL 79
FIGURA 3. 8 DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA VIGA PRINCIPAL 79
FIGURA 3. 9 PÓRTICO DEFG 83
FIGURA 3. 10 TRAMO 1 - 2. 84
FIGURA 3. 11 TRAMO 2 - 3. 84
FIGURA 3. 12 TRAMO 2 - 3. 85
FIGURA 3. 13 DIAGRAMAS ELEMENTO NODO, NODO ELEMENTO. 87
FIGURA 3. 14 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 1- 2 87
FIGURA 3. 15 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 2- 3 88
FIGURA 3. 16 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 3- 4 89
FIGURA 3. 17 DIAGRAMA DE CORTANTE PÓRTICO DEFG 89
FIGURA 3. 18 DIAGRAMA DE MOMENTOS PÓRTICO DEFG 90
FIGURA 3. 19 POSICIONAMIENTO DE LA COLUMNA. 95
FIGURA 3. 20 PÓRTICO DEIH 101
FIGURA 3. 21 DIAGRAMAS ELEMENTO NODO, NODO ELEMENTO. 102
FIGURA 3. 22 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 1- 2 102

FIGURA 3. 23 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 2- 3 103
FIGURA 3. 24 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 3- 4 104
FIGURA 3. 25 DIAGRAMA DE CORTANTE DEL PÓRTICO DEIH 104
FIGURA 3. 26 DIAGRAMA DE CORTANTE DE LA VIGA DEIH 105
FIGURA 3. 27 PÓRTICO HIJK 116
FIGURA 3. 28 DIAGRAMAS ELEMENTO NODO, NODO ELEMENTO. 116
FIGURA 3. 29 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 1- 2 117
FIGURA 3. 30 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 2- 3 117
FIGURA 3. 31 REACCIONES EN EL PÓRTICO TRAMO 3- 4 118
FIGURA 3. 32 DIAGRAMA DE CORTANTE DEL PÓRTICO HIJK 119
FIGURA 3. 33 DIAGRAMA DE CORTANTE DE LA VIGA DEIH 119
FIGURA 3. 34 TENTATIVA DE DISEÑO DE PLACA BASE 130
FIGURA 3. 35 VISTA SUPERIOR PARA EL DISEÑO DE LA PLACA BASE. 131
FIGURA 3. 36 COLUMNA PRINCIPAL W10X22 Y PLACA BASE 132
FIGURA 3. 37 PLACA BASE SOLDADA. 133
FIGURA 3. 38 DISPOSICIÓN DE LAS FUERZAS SOBRE LA JUNTA EMPERNADA. 135
FIGURA 3. 39 DISEÑO DE LOS AGUJEROS EN LAS VIGAS PARA UNIR LA VIGA PRINCIPAL Y LA VIGA FRONTAL. 138
FIGURA 3. 40 JUNTA EMPERNADA VIGA PRINCIPAL, VIGA FRONTAL 139
FIGURA 3. 41 ÁNGULO DE UNIÓN VIGA COLUMNA 140
FIGURA 3. 42 FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA JUNTA VIGA FRONTAL Y LA COLUMNA. . 141
FIGURA 3. 43 TENTATIVA DE DISEÑO DE LA PLACA PARA LA JUNTA ENTRE VIGA FRONTAL Y COLUMNA 144
FIGURA 3. 44 FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA JUNTA VIGA POSTERIOR Y LA COLUMNA 145
FIGURA 3. 45 TENTATIVA DE DISEÑO DE LA PLACA PARA LA JUNTA ENTRE VIGA FRONTAL Y COLUMNA 148
FIGURA 3. 46 FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA JUNTA VIGA LATERAL Y LA COLUMNA ... 149
FIGURA 3. 47 TENTATIVA DE DISEÑO DE LA PLACA PARA LA JUNTA ENTRE VIGA LATERAL Y COLUMNA 152
FIGURA 3. 48 FUERZA QUE ACTÚA EN EL CORDÓN DE SOLDADURA, CORDÓN DE SOLDADURA 153

FIGURA 3. 49 COMPORTAMIENTO ELÁSTICO PERFECTAMENTE PLÁSTICO DEL MATERIAL. 155
FIGURA 3. 50 SELECCIÓN DEL MATERIAL DE LA ESTRUCTURA 156
FIGURA 3. 51 SELECCIÓN DE PERFILES 156
FIGURA 3. 52 PATRONES DE CARGA 157
FIGURA 3. 53 PATRÓN DE CARGA MUERTA 158
FIGURA 3. 54 PATRÓN DE CARGA VIVA. 158
FIGURA 3. 55 DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA. 159
FIGURA 3. 56 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA 160
FIGURA 3. 57 SELECCIÓN DE LA JUNTA O NODO. 161
FIGURA 3. 58 ASIGNACIÓN DE RESTRICCIONES. 161
FIGURA 3. 59 ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA. 163
FIGURA 3. 60 ESTRUCTURA CARGADA, CON CARGA VIVA. 163
FIGURA 3. 61 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 164
FIGURA 3. 62 PERFILES SELECCIONADOS PARA LA ESTRUCTURA. 165

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. 1 VALORES DE K TEÓRICOS DIVERSOS CASOS. 36

TABLA 2. 1 CODIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS..... 63
TABLA 2. 2 CODIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS..... 64
TABLA 2. 3 CALIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS, EN BASE A CRITERIOS DE EVALUACIÓN..... 64
TABLA 2. 4 NORMADA DE ALTERNATIVAS, EN BASE A CRITERIOS DE EVALUACIÓN. 64
TABLA 2. 5 RESULTADO DE LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS. 65
TABLA 2. 6VALTERNATIVAS DE POLIPASTOS. 68
TABLA 2. 7 CODIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS DEL POLIPASTO. 69
TABLA 2. 8 CALIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS, EN BASE A CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEL POLIPASTO. 69
TABLA 2. 9 NORMADA DE ALTERNATIVAS, EN BASE A CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEL POLIPASTO. 69
TABLA 2. 10 RESULTADO DE LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DEL POLIPASTO. 69
TABLA 2. 11 ALTERNATIVAS DE TROLLEY 70
TABLA 2. 12 CODIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS POLIPASTO. 70
TABLA 2. 13 CALIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS, EN BASE A CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEL TROLLEY 70
TABLA 2. 14 NORMADA DE ALTERNATIVAS, EN BASE A CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEL TROLLEY. 70
TABLA 2. 15 RESULTADO DE LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DEL TROLLEY. 71

TABLA 3. 1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL ELEVADOR. 74
TABLA 3. 2 PERFILES SELECCIONADOS PARA EL ANÁLISIS. 80
TABLA 3. 3 RADIO Y ESBELTEZ DE CADA PERFIL USADO PARA EL ANÁLISIS. 81
TABLA 3. 4 VALOR DE ESFUERZO PERMISIBLE PARA LOS PERFILES SELECCIONADOS. 82
TABLA 3. 5 VALOR DEL ESFUERZO REAL DE LOS PERFILES SELECCIONADOS. 82
TABLA 3. 6 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE TRABAJO. 82
TABLA 3. 7 PERFILES SELECCIONADOS PARA EL ANÁLISIS. 91
TABLA 3. 8 RADIO Y ESBELTEZ DE CADA PERFIL USADO PARA EL ANÁLISIS. 91

TABLA 3. 9 DATOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO PERMISIBLE. 92
TABLA 3. 10 VALOR DE ESFUERZO PERMISIBLE PARA LOS PERFILES SELECCIONADOS. .. 92
TABLA 3. 11 VALOR DEL ESFUERZO REAL DE LOS PERFILES SELECCIONADOS. 93
TABLA 3. 12 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE TRABAJO. 93
TABLA 3. 13 CARGAS A LAS QUE ESTÁN SOMETIDAS LOS ELEMENTOS. 94
TABLA 3. 14 PROPIEDADES DEL ACERO ASTM A588 GRADO 50 94
TABLA 3. 15 ÁREA DE SECCIÓN COLUMNAS PRIMERA ITERACIÓN. 95
TABLA 3. 16 PERFILES PRIMERA ITERACIÓN. 96
TABLA 3. 17 ESBELTEZ DE LOS PERFILES DE ANÁLISIS. 96
TABLA 3. 18 CÁLCULO DE ESFUERZO CRÍTICO, FACTOR DE SEGURIDAD, Y ESFUERZO ADMISIBLE 97
TABLA 3. 19 ESFUERZO REAL DE COMPRESIÓN PARA LOS DOS PERFILES. 97
TABLA 3. 20 ÍNDICE DE TRABAJO. 97
TABLA 3. 21 VALORES DE RADIO GIRO EFECTIVO Y ESBELTEZ DE LOS PERFILES DE ANÁLISIS. 99
TABLA 3. 22 ESFUERZO PERMISIBLE 99
TABLA 3. 23 ESFUERZO REAL 99
TABLA 3. 24 ÍNDICE DE TRABAJO 100
TABLA 3. 25 SUMATORIA DE ÍNDICES DE TRABAJO. 100
TABLA 3. 26 ESFUERZO ADMISIBLE DE COMPRESIÓN 101
TABLA 3. 27 PERFILES PARA LA PRIMERA ITERACIÓN. 106
TABLA 3. 28 RADIO DE GIRO Y ESBELTEZ PERFILES DE ANÁLISIS. 106
TABLA 3. 29 DATOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO PERMISIBLE. 107
TABLA 3. 30 VALOR DE ESFUERZO PERMISIBLE PARA LOS PERFILES SELECCIONADOS. 108
TABLA 3. 31 VALOR DEL ESFUERZO REAL DE LOS PERFILES SELECCIONADOS. 108
TABLA 3. 32 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE TRABAJO. 108
TABLA 3. 33 CARGAS A LAS QUE ESTÁN SOMETIDAS LOS ELEMENTOS. 109
TABLA 3. 34 PROPIEDADES DEL ACERO ASTM A588 GRADO 50 109
TABLA 3. 35 ÁREA DE SECCIÓN COLUMNAS PRIMERA ITERACIÓN. 110
TABLA 3. 36 PERFILES PRIMERA ITERACIÓN. 110
TABLA 3. 37 ESBELTEZ DE LOS PERFILES DE ANÁLISIS. 111

TABLA 3. 38 CÁLCULO DE ESFUERZO CRÍTICO, FACTOR DE SEGURIDAD, Y ESFUERZO ADMISIBLE..... 112
TABLA 3. 39 ESFUERZO REAL DE COMPRESIÓN PARA LOS DOS PERFILES. 112
TABLA 3. 40 ÍNDICE DE TRABAJO. 112
TABLA 3. 41 VALORES DE RADIO GIRO EFECTIVO Y ESBELTEZ DE LOS PERFILES DE ANÁLISIS. 114
TABLA 3. 42 ESFUERZO PERMISIBLE 114
TABLA 3. 43 ESFUERZO REAL 114
TABLA 3. 44 ÍNDICE DE TRABAJO 114
TABLA 3. 45 SUMATORIA DE ÍNDICES DE TRABAJO. 115
TABLA 3. 46 ESFUERZO ADMISIBLE DE COMPRESIÓN 115
TABLA 3. 47 PERFILES PARA LA PRIMERA ITERACIÓN. 120
TABLA 3. 48 RADIO DE GIRO Y ESBELTEZ PERFILES DE ANÁLISIS. 121
TABLA 3. 49 DATOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO PERMISIBLE. 122
TABLA 3. 50 VALOR DE ESFUERZO PERMISIBLE PARA LOS PERFILES SELECCIONADOS. 122
TABLA 3. 51 VALOR DEL ESFUERZO REAL DE LOS PERFILES SELECCIONADOS. 122
TABLA 3. 52 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE TRABAJO. 123
TABLA 3. 53 CARGAS A LAS QUE ESTÁN SOMETIDAS LOS ELEMENTOS. 123
TABLA 3. 54 PROPIEDADES DEL ACERO ASTM A588 GRADO 50 123
TABLA 3. 55 ÁREA DE SECCIÓN COLUMNAS PRIMERA ITERACIÓN. 124
TABLA 3. 56 PERFILES PRIMERA ITERACIÓN. 125
TABLA 3. 57 ESBELTEZ DE LOS PERFILES DE ANÁLISIS. 125
TABLA 3. 58 CÁLCULO DE ESFUERZO CRÍTICO, FACTOR DE SEGURIDAD, Y ESFUERZO ADMISIBLE..... 126
TABLA 3. 59 ESFUERZO REAL DE COMPRESIÓN PARA LOS DOS PERFILES. 126
TABLA 3. 60 ÍNDICE DE TRABAJO. 126
TABLA 3. 61 VALORES DE RADIO GIRO EFECTIVO Y ESBELTEZ DE LOS PERFILES DE ANÁLISIS. 128
TABLA 3. 62 ESFUERZO PERMISIBLE 128
TABLA 3. 63 ESFUERZO REAL 128
TABLA 3. 64 ÍNDICE DE TRABAJO 128

TABLA 3. 65 SUMATORIA DE ÍNDICES DE TRABAJO. 129
TABLA 3. 66 ESFUERZO ADMISIBLE DE COMPRESIÓN 129
TABLA 3. 67 PERFILES SELECCIONADOS PARA EL ELEVADOR MODULAR DE CARGA. 130
TABLA 3. 68 COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PLACA 139
TABLA 3. 69 COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PLACA 144
TABLA 3. 70 COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PLACA 148
TABLA 3. 71 COMPROBACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PLACA 152

LISTA DE CUADROS

CUADRO 4. 1 PRESUPUESTO ELEVADOR MODULAR DE CARGA. 176
CUADRO 4. 2 SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE ACERO A588 GR50 177
CUADRO 4. 3 POLIPASTO 178
CUADRO 4. 4 TROLLEY 178
CUADRO 4. 5 PERNOS DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM 325 GRADO 1 179
CUADRO 4. 6 PLACAS BASE 180
CUADRO 4. 7 PERNOS DE SUJECIÓN EXPANSIVOS 181
CUADRO 4. 8 CABLE DE ACERO 6X19 DE 3/4 DE PULGADA 182
CUADRO 4. 9 CRONOGRAMA VALORADO 183

RESUMEN

El desarrollo del presente proyecto se basa en el rediseño de un elevador modular de carga, el mismo que está orientado a uso en edificaciones en construcción debido a la inminente necesidad de los constructores de nuestro país para optimizar tiempos y recursos el cual permitirá realizar las tareas de izaje en un menor tiempo, además el mismo cumple normas tanto nacionales e internacionales para garantizar un correcto funcionamiento el momento de ser puesto en operación.

Para llevar a cabo el proyecto se usaron los conocimientos adquiridos en las aulas con lo cual se seleccionó el tipo de elevador más adecuado que cumpla con varios parámetros previamente establecidos, el cálculo estructural de los diferentes elementos de los cuales está compuesto el elevador modular de carga se usó el método de la rigidez y el método de los tres momentos para luego de ello con lo establecido en las AISC seleccionar los diferentes perfiles de los cuales está compuesto el mismo.

El diseño de las juntas soldadas y empernadas se puso en práctica los conocimientos las materias de principios y control de soldadura, y elementos de máquina.

Para garantizar el óptimo funcionamiento del elevador se usaron dos software el programa SAP 2000 para comprobar que los perfiles seleccionados funcionen de una manera idónea. Para las juntas soldadas, empernadas y el funcionamiento del contrapeso que es un cable el cual esta sujetado al piso se usó el programa INVENTOR AUTODESK.

Una vez concluido el análisis estructural se realizó un análisis financiero, en el cual se explica a detalle con costos unitarios cada rubro que se usó para el desarrollo del proyecto. Al final se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del mismo.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES Y MARCO TEÓRICO

1.1 INTRODUCCIÓN

Para el desarrollo de este proyecto se cuenta con la información obtenida en un trabajo previo sobre elevadores modulares de carga orientados a las edificaciones en construcción en el cual se usa como material al acero A36, y presenta diferentes características en juntas, y los elementos constitutivos del mismo.

En el presente capítulo se recopila información sobre los elevadores de carga, el papel que han tenido estos en la historia y la forma en que han ayudado al desarrollo de la humanidad dando facilidades a la construcción. Así como la clasificación de los elevadores de carga (grúas), sus componentes principales, parámetros. Los aceros usados en la industria las ventajas y desventajas del uso del acero como material de construcción.

1.2 HISTORIA DE LOS ELEVADORES DE CARGA

En la antigüedad la los primeros dispositivos de elevación fueron poleas, palancas rodillos, planos inclinados. Para realizar trabajos de mayor magnitud y con el uso de este equipo de trabajo se necesitaba la participación de un gran número de personas. Esto permitió que se desarrollen elevadores de mayor capacidad, a lo largo de la historia los elevadores han tenido un gran desarrollo.

“Hacia 2820 a.C se obtienen en china fibras resistentes a partir de la planta del cáñamo. Los artesanos trenzan con este material las primeras cuerdas. En las épocas primitivas, los seres humanos utilizaban lianas para atar. Luego hasta que se fabricaron cuerdas de cáñamo, se solían utilizar tiras y correas de cuero, en Egipto aunque también se utilizaban fibras de papiro para esos fines. Las nuevas cuerdas chinas demostraron ser muy resistentes tanto a tracción como a las inclemencias del tiempo. Se emplean para las primeras instalaciones de elevación vertical aunque su utilidad es mayor en el campo de navegación. Los elevadores de palanca, prototipos primitivos de nuestros aparatos elevadores actuales con una

pluma en voladizo se utilizaban en China e India para elevar agua en el siglo XXII a.C[1].”

En la edad media las grúas (elevadores de carga) eran usadas en los puertos para cargar y descargar mercancía en los barcos, sus componentes eran de madera, hasta la llegada de la revolución industrial en la que el acero y el hierro fundido, se constituyeron como los principales materiales que componen los elementos de los elevadores.

La primera grúa a vapor fue introducida en el siglo XVII. En la actualidad las grúas modernas usan motores de combustión interna, eléctricos o hidráulicos para con ello proporcionar una mayor capacidad de elevación, sin dejar de lado las grúas manuales que en la actualidad también son usadas.

Figura 1. 1 Elevador de carga
Fuente: http://www.avans.com/elevadores/carga

En la figura 1.1 se observa un elevador de carga que se usan hoy en día en la industria.

[1] MIRAVETE.,(2007), “Elevadores principios e innovaciones” pág. 07

1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ELEVADORES DE CARGA[2]

A continuación se establecen los diferentes tipos de grúas así como los parámetros funcionales de las mismas, de operación.

Grúa: Es una máquina que está destinada a elevar y distribuir las cargas suspendidas de cualquier tipo de accesorio.

Grúa puente: Es una máquina que consta de un elemento formado por una o dos vigas móviles, apoyadas sobre las que se desplaza el carro con los mecanismos elevadores.

Grúa pórtico: Es una máquina en la que el elemento portador se apoya sobre un camino de rodadura por medio de apoyo. En la figura 1.2 se puede observar una grúa tipo pórtico.

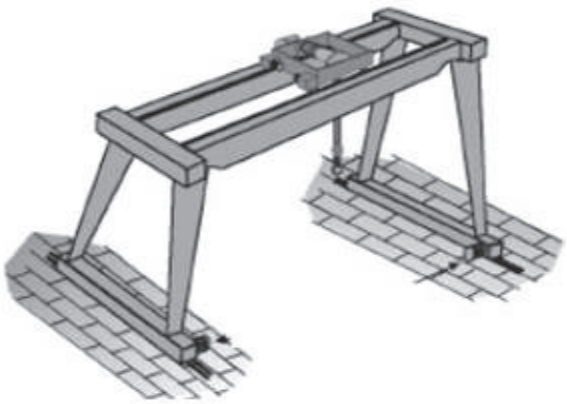

Figura 1. 2 Grúa Pórtico
Fuente: http://www.avans.com/elevadores/carga

Grúa semipórtico: Es una máquina en la que el elemento portador se apoya sobre un camino de rodadura como se muestra en la figura 1.3. Se diferencia de la grúa puente y de la grúa pórtico en que los planos de desplazamiento están en diferentes planos horizontales a distintas alturas.

---

2 http://www.insht.es/InshtWeb/Contenidos/Documentacion/FichasTecnicas/NTP/Ficheros/701a750/ntp_736.pdf

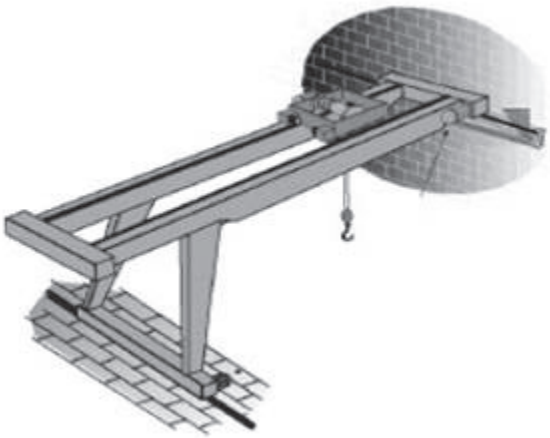

Figura 1. 3 Grúa Semi pórtico
Fuente: http://www.avans.com/elevadores/carga

Grúa ménsula: Es una máquina, la cual está fijada a un muro y se desplaza a lo largo de un camino de rodadura que está fijado al mismo muro u otra estructura la cual se puede observar en la figura 1.4.

Figura 1. 4 Grúa Ménsula
Fuente: http://www.avans.com/elevadores/carga

Grúa de brazo giratorio (o de palomilla): Es un máquina capaz de girar sobre una columna fijada por su base, o fijada a una columna giratoria sobre un soporte empotrado. La cual se puede observar en la figura 1.5.

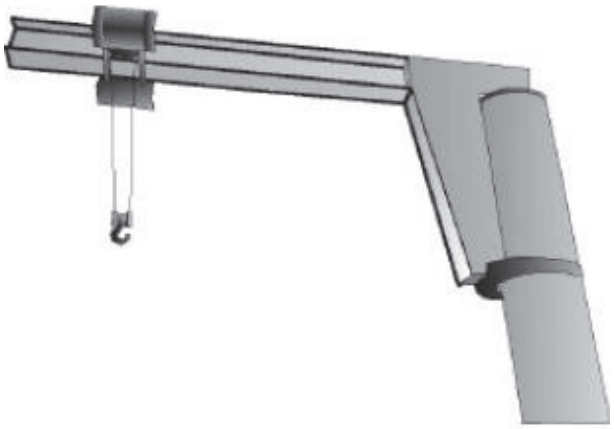

Figura 1. 5 Grúa de brazo giratorio.
Fuente: http://www.avans.com/elevadores/carga

1.4 COMPONENTES PRINCIPALES[3]

Mecanismo de elevación: Es el conjunto de motores y aparejos (sistema de poleas y cables destinados a variar fuerzas y velocidades) los cuales son usados para el movimiento vertical de la carga. El cual se puede observar en la figura 1.6.

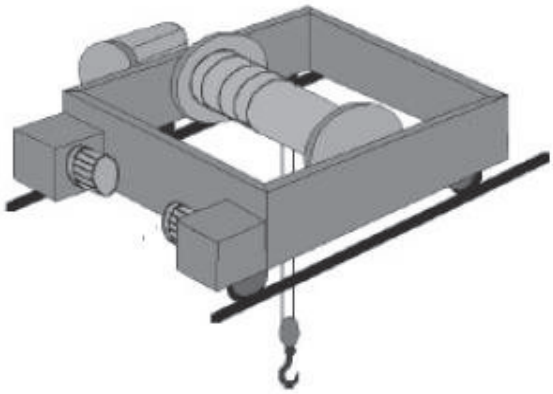

Figura 1. 6 Mecanismo de elevación o carro
Fuente:http://www.insht.es/InshtWeb/Contenidos/Documentacion/FichasTecnicas/NTP/Ficheros/701a750/ntp_736.pdf

Mecanismo de translación del carro: Es el conjunto de motores que se usan en el movimiento longitudinal del carro.

---

3 http://www.insht.es/InshtWeb/Contenidos/Documentacion/FichasTecnicas/NTP/Ficheros/701a750/ntp_736.pdf

Mecanismo de translación del puente: Es el conjunto de motores que incluye la para el movimiento longitudinal de la grúa.

Camino de rodadura: Es el elemento estructural por el que se desplaza longitudinalmente la grúa.

Accesorios o útiles de prensión: Elementos auxiliares cuya función es la de sujetar la carga, tales como: pinzas, pulpos, electroimanes, ventosas, cucharas, etc.

1.5 PÁRAMETROS[4]

Altura máxima de recorrido del gancho: Es la distancia vertical entre el nivel más bajo del suelo y el gancho de carga, cuando dicho gancho se encuentra en la posición más elevada de trabajo.

Luz: Distancia horizontal entre los ejes de los carriles de la vía de rodadura.

Distancia entre ejes de las ruedas de la estructura: Es la distancia medida paralelamente al eje longitudinal de desplazamiento.

Voladizo total: Distancia máxima horizontal entre el eje del camino de rodadura más próximo al voladizo y el extremo de la estructura emplazada sobre el voladizo.

Voladizo útil: Distancia máxima horizontal entre el eje del camino de rodadura más próximo al voladizo y el eje del elemento de prensión emplazado sobre el voladizo.

Todos estos parámetros se pueden observar en la figura 1.7 para diferenciarse uno del otros simplemente se incluyen números en las partes implicadas en el orden en los que se describieron.

---

4 http://www.insht.es/InshtWeb/Contenidos/Documentacion/FichasTecnicas/NTP/Ficheros/701a750/ntp_736.pdf

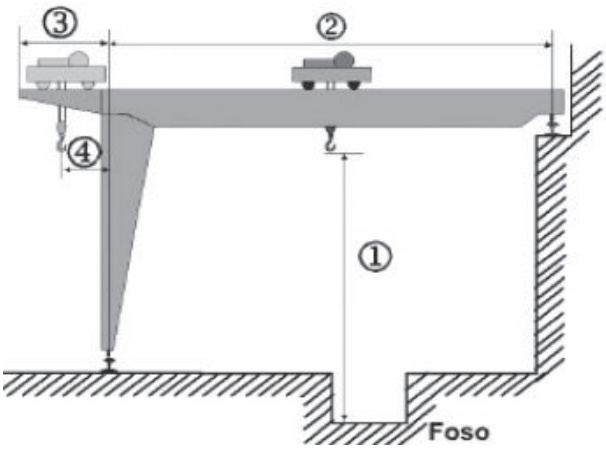

Figura 1. 7 Esquema de principales parámetros de una grúa o elevador. Fuente:http://www.insht.es/InshtWeb/Contenidos/Documentacion/FichasTecnicas/NTP/Ficheros/701a750/ntp_736.pdf

1.6 ACEROS USADOS EN LA INDUSTRIA

- **Aceros muy duros:** Tienen un alto contenido de carbono el cual está entre 0.7% y 0.95%. Se usan para piezas de gran resistencia como cigüeñales, elementos de desgaste. No se sueldan con las técnicas tradicionales.
- **Aceros duros:** Su contenido de carbono esta entre 0.5% y 0.7%. Se usan en piezas regularmente cargadas como ejes, se los puede templar en agua o aceite son poco soldables.
- **Aceros semiduros:** Su contenido de carbono esta entre 0.3% y 0.5%. Se usan en la industria automotriz, son maquinables.
- **Aceros suaves o estructurales:** Su contenido de carbono esta entre 0.2% y 0.3%. Se usan en estructuras metálicas.
- **Aceros extra suaves:** Su contenido de carbono esta entre 0.06% y 0.15%. Se usan en la fabricación de alambres, clavos, fáciles de soldar.

La designación por resistencia mecánica de los aceros estructurales es:

AXX-YY*

En donde:

A: Acero al carbono

XX: Resistencia a la ruptura en tracción igual a XX $^{kg}/_{mm^2}$

YY: Limite de fluencia mínima por tracción igual a YY $^{kg}/_{mm^2}$

***:** Sufijo que denota variedad de acero[5]

1.7 MARCO TEÓRICO

1.7.1 MATERIALES

Con el gran avance de la metalurgia y la fabricación de aceros de alta resistencia dichos materiales son usados en el diseño de puentes, edificios, máquinas. Los aceros que se usan en la industria de la construcción han sido codificados por la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), para poderles dar una designación estándar.

1.7.2 ACEROS AL CARBONO

El acero es una aleación la cual está constituida principalmente por hierro y carbono el acero cuenta con una cantidad de carbono de van del 0.002% hasta el 2.0% además de aleaciones incluidos en su proceso de fabricación. El acero cuenta con propiedades específicas de resistencia y ductilidad, las mismas que juegan un papel muy importante el momento de su aplicación en la ingeniería. En esta gran variedad de aceros los más usados en la ingeniería se tiene los siguientes.

1.7.3 ACERO A36

Es el que más uso tiene en la ingeniería usada para la construcción de puentes edificios entre otros usos estructurales. Dicho acero tiene un punto mínimo de fluencia de 36 ksi en los perfiles estructurales.

1.7.4 ACERO A529

Este acero usado para propósitos estructurales de manera general cuenta con una composición de manganeso al que se debe sus propiedades, se lo encuentra en forma de planchas y de perfiles. Su resistencia a la fluencia es variable según el grado con el que se trabaje teniendo de esta manera 50 ksi (grado 50) o 55 ksi grado 55).

---

[5] DE SOLMINIHAC., (2008), “Procesos y técnicas de construcción, pág. 404

1.7.5 ACERO A573

Dicho acero cuenta con tres grados diferentes de resistencia es de una dureza mejorada, usado en planchas de acero.

1.7.6 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN (HIGH STRENGTH LOW ALLOW)

La característica principal de estos aceros es que presentan un punto de fluencia mínimo especificado mayor a los 40 ksi, además son resistentes a la corrosión ya que estos forman una película protectora en la superficie. Entre los más importantes se tiene.

1.7.6.1 ACERO A242

Acero aleado desarrollado con el fin de eliminar el uso de pintura ya que forma una película de óxido cuando está expuesto con el medio ambiente, la cual proporciona una resistencia a la corrosión cuatro veces mayor que la que brinda el acero al carbono. El punto de fluencia mínimo es de 50 ksi se lo encuentra en perfiles estructurales livianos y planchas con espesores mayores a ¾ de pulgada.

1.7.6.2 ACERO A588

Es un acero resistente a la corrosión usado en el trabajo estructural el cual cuenta con una resistencia a la fluencia de 50 ksi. Se lo puede encontrar en perfiles y planchas superiores a 4 pulgadas de espesor. Cuenta con varios grados con diversas composiciones. Para el desarrollo de este proyecto el acero seleccionado es este debido a las propiedades con las que cuenta con el fin de optimizar el elevador modular de carga. En el mercado se puede encontrar el acero en forma de planchas o perfiles.

Perfiles: son barras rectas con sección de forma especial, se tiene perfiles laminados, perfiles soldados, perfiles plegados. También se tiene perfiles según su forma pueden ser perfiles normales: I, T, C, Z, También están los perfiles huecos**.** A continuación los perfiles más usados dentro de la industria.

Perfiles Laminados en Caliente:

- IPN: perfil en doble T normal.
- IPE: perfil en doble T europeo.
- HE: perfiles en doble T de ala ancha.
- UPN: sección en U normal.
- U: sección en U comercial. Similar al UPN.
- L: angular de alas iguales.
- LD: angular de lados desiguales.
- T: perfil con forma de T que está en desuso.
- Chapas: producto laminado plano de ancho superior a 600 mm y espesor variable.
- Otros: perfil macizo redondo, cuadrado, rectangular, hexagonal**.**
- Perfiles huecos: sección circular, cuadrada, rectangular o elíptica.

Perfiles Conformados en Frío:

- Barras: pueden ser perfiles L, U, C, Z, Omega, tubos abiertos y tubos cerrados huecos (circulares, cuadrados, rectangulares y elípticos
- Paneles: se usan en cubiertas, soportes de piso (junto a una base de hormigón, trabajando como elemento resistente o sólo como encofrado perdido) y elementos de pared.

En la figura 1.8 se puede observar los diferentes tipos de perfiles de acero que se pueden encontrar en el mercado y usarlos según sea necesario.

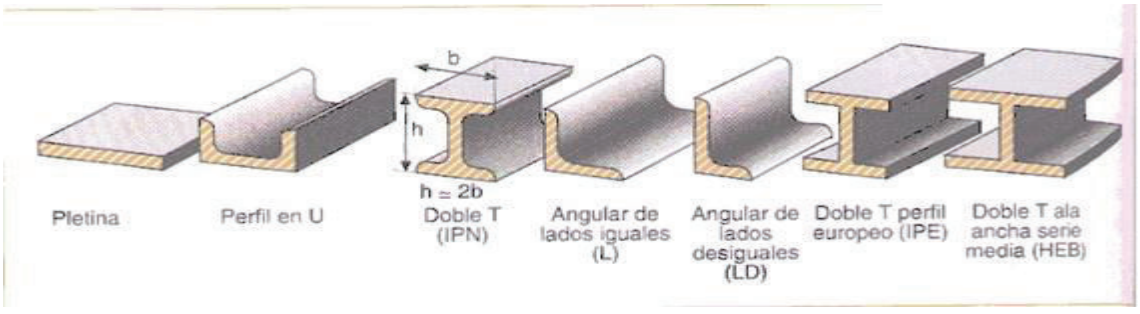

Figura 1. 8 Diferentes perfiles de Acero

Fuente: http://www.textoscientificos.com/mineria/produccion-acero

En el elevador se van usar perfiles W que son los que se encuentran en el mercado nacional y placas.

Elementos verticales y horizontales: Las columnas de acero pueden estar formadas de diversos perfiles según sean las exigencias del diseño. Las vigas principales se apoyan en los pilares y las secundarias descansan, en las principales. Se tiene una gran variedad de vigas usadas acorde al diseño y necesidad del mismo.

En la figura 1.9 y la figura 1.10 se observa una viga de acero, y una columna de acero respectivamente, los elementos mas usados en la cosntrucción de estructuras.

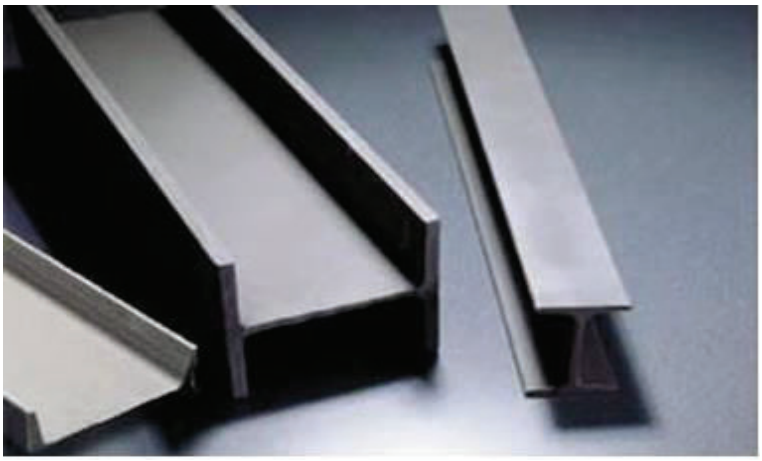

Figura 1. 9 Viga de acero
Fuente: http://vigasdeacero.es/

Figura 1. 10 Columnas de acero
Fuente: http://www.dsgnr.cl/2012/10/cabana-pabellon-westcliff-gass/

Uniones: La unión de perfiles, planchas se puede hacer usando diversos elementos según sea la solicitación ah la que van hacer sometidos teniendo en cuenta factores

como el diseño. De esta manera se tiene: los diversos tipos de soldaduras, pernos, remaches pasadores.

En la figura 1.11 se observa la unión entre una viga y una columna usando soldadura.

Figura 1. 11 Uniones soldadas
Fuente: http://aceropalomaperaza.blogspot.com/2012/02/uniones-soldadas-pilar-viga.html

1.8 CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL ELEVADOR

Una de las tareas más importantes de un diseñador de estructuras, es la estimación precisa de las cargas a las que va estar sometida una estructura durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que puede llegar a presentarse. Una vez estimadas las cargas a las que se va a someter la estructura se debe tener en cuenta las combinaciones más desfavorables que pueden ocurrir en un momento dado. A continuación se detallan las principales cargas que actúan sobre el elevador modular.

1.8.1 CARGAS PRINCIPALES

Las cargas consideradas en el elevador va ser a las siguientes:

- Las cargas debido al peso propio de la estructura, o a su vez el peso de los elementos que constituyen el elevador a excepción de la carga de elevación.
- Las cargas debido a la carga de elevación, es decir el peso de la carga útil más los accesorios que se usan para elevar dicha carga.

Además de las cargas principales ya descritas se debe tener en cuenta las siguientes:

- Cargas debido a movimientos verticales.
- Cargas debido a movimientos horizontales.
- Cargas debido a eventos climáticos.
- Cargas diversas.

1.8.2 CARGA NOMINAL

Se define como carga nominal a la carga máxima trasportable en este caso del elevador modular, definida por el fabricante durante el diseño. Dicha carga comprende a personas y el material.

1.8.3 CARGA DE TRABAJO

Se denomina carga de trabajo a la cantidad de actividad que puede ser asignada a un elemento, en este caso a la máquina la cual no puede ser sobrepasada, con el fin de no entorpecer el desarrollo de las operaciones.

1.8.4 CARGA DE SEGURIDAD W_S

La carga de seguridad es una carga usada para elevar el factor de seguridad de la estructura ya que no se conoce todos los elementos de la estructura. Según la tesis de Javier Aguilar y Javier Cruz, se recomienda que la carga de seguridad sea del 30% de la carga del peso propio[6].

$$W_S^{"} = 0.3 * W_{pp} \qquad \textbf{Ec 1. 1}$$

1.8.5 SOBRECARGA

“Este factor de sobrecarga tiene como finalidad tomar en cuenta todas las cargas que se aplican de manera externa en exceso de la carga nominal[7]”.

---

[6] AGUILAR J., CRUZ J., Desarrollo de la Ingeniería Básica y de Detalle para la Construcción de la Casa de Maquinas del Oleoducto de Crudos Pesados (OCP); TESIS FIM EPN; 2002; pág. 28.
[7] SHYGLEY., (2002), “Diseño en Ingeniería Mecánica”, pág. 771

1.9 ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Las estructuras están sometidas a diferentes tipos de cargas los cuales pueden ser, tensión, compresión, flexión, corte o pueden ser cargas combinadas.

Para el desarrollo de este proyecto es necesario definir una nomenclatura, con los respectivos subíndices que indiquen que tipo de carga actúan sobre los elementos estructurales. En la figura 1.12 se puede observar claramente las cargas principales que actúan sobre el elevador modular. La carga del peso propio de la estructura se considera para el análisis que se va llevar a cabo en los software.

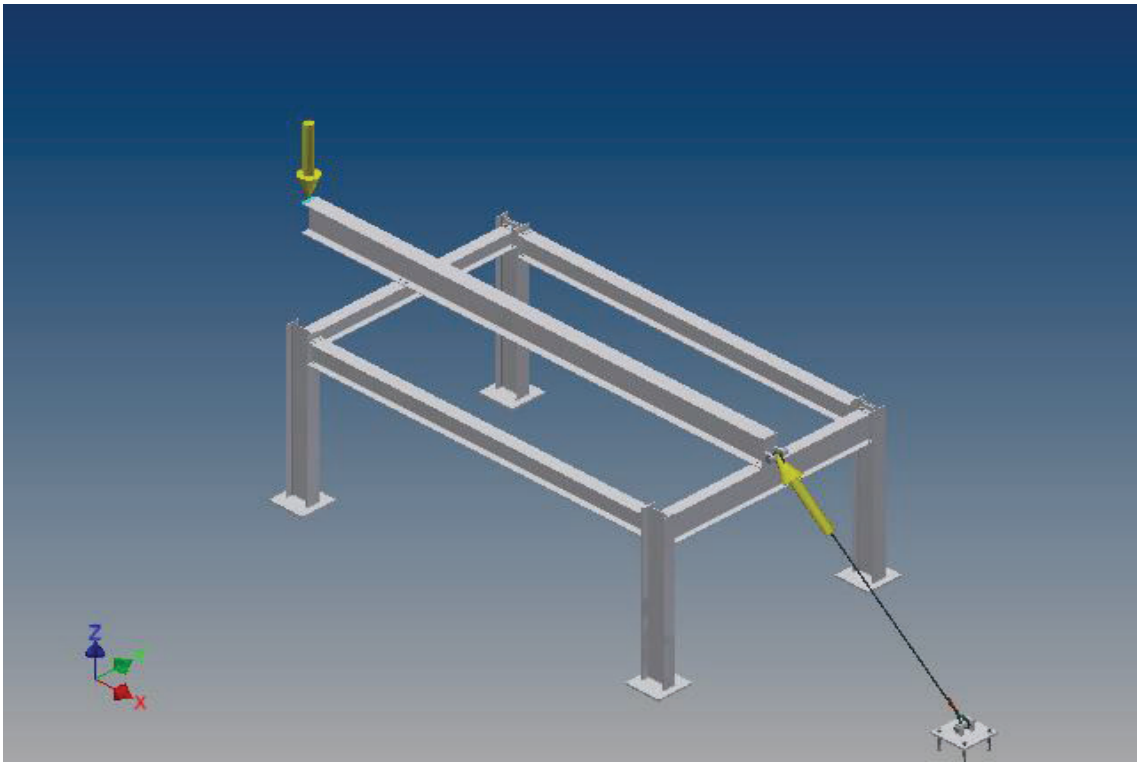

Figura 1. 12 Cargas principales que actúan sobre la estructura[8].

1.9.1 NOMENCLATURA

f: Esfuerzo real.

F: Esfuerzo admisible.

f_a: Esfuerzo real de compresión

F_a: Esfuerzo admisible de compresión

[8] AUTODESK Inc., "INVENTOR Professional", Cargas principales que actúan sobre la estructura.

f_b: Esfuerzo real de flexión

F_b: Esfuerzo admisible de flexión

f_t: Esfuerzo real de tensión

F_t: Esfuerzo admisible de tensión

f_v: Esfuerzo real de corte

F_v: Esfuerzo admisible de corte

1.9.2 ECUACIÓN REAL DE DISEÑO

$$f \leq F \qquad \text{Ec 1. 2}$$

1.9.3 ÍNDICE DE TRABAJO

$$I = \frac{f}{F} \qquad \text{Ec 1. 3}$$

- $I = 1$ índice optimo, ni sobre ni subdimensionado.
- $I <<$ Muy sobredimensionado
- $I > 1$ Falla.

1.10 DISEÑO ESTRUCTURAL

En la actualidad la AISC ha desarrollado dos métodos para la el diseño de estructuras de acero.

- Allowable stress desing (ASD)
- Load and resistance factor desing (LRFD)

Cualquiera de las dos teorías se pueden usar para el diseño, la única recomendación es que dichos métodos no se deben mesclar. Al inicio del proyecto se debe seleccionar el método con el que se va a trabajar. Para el desarrollo de este proyecto de titulación se usara el método ASD, el cual se explica a continuación.

1.10.1 MÉTODO ASD DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

Especificaciones AISC-ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles), este método establece que los esfuerzos admisibles de un elemento o una conexión no deben ser sobrepasados por las cargas de trabajo. Este método también conocido como el método de diseño elástico, consiste en determinar los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un elemento estructural bajo la acción de cargas

considerando que el material se comporta de manera elástica. Se considera que el miembro en análisis está diseñado de una manera correcta cuando los esfuerzos de trabajo ocasionados por las cargas de servicio no exceden los esfuerzos permisibles. Los esfuerzos permisibles se obtienen dividiendo los esfuerzos de falla del material y tipo de solicitación al que está sometido para un factor de seguridad. Estos esfuerzos permisibles son una fracción de esfuerzo de fluencia Fy, o del Sut el esfuerzo a la rotura del acero usado en el diseño de la estructura o del esfuerzo critico de un elemento.

Ecuación básica de diseño:

$$F_{calc} \leq F_a \qquad \textbf{Ec 1. 4}$$

Dónde:

Fcalc: esfuerzo calculado en un componente estructural en $^{kg}/_{cm^2}$.

Fa: esfuerzo permisible en $^{kg}/_{cm^2}$.

$$F_a = \frac{F_n}{F_s} = \frac{Esfuerzo\ de\ falla}{Factor\ de\ seguridad} \qquad \textbf{Ec 1. 5}$$

1.10.2 COMBINACIONES DE CARGAS NOMINALES PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

1.10.2.1 SÍMBOLOS Y NOTACIÓN[9]

D = carga permanente

E = carga de sismo

F = carga de fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

Fa = carga de inundación

[9] NEC., (2015), “Norma Ecuatoriana de la Construcción”, pág. 13

H = carga por la presión lateral de suelo, presión de agua en el suelo, o presión de materiales a granel

L =sobrecarga

Lr =sobrecarga cubierta

R = carga de lluvia

S = carga de granizo

T = cargas por efectos acumulados de variación de temperatura, flujo plástico, retracción, y asentamiento diferencial

W =carga de viento

1.10.2.2 COMBINACIONES BÁSICAS[10]

Las cargas aplicables serán combinadas mediante las siguientes expresiones y se deberá utilizar la que produzca el efecto más desfavorable en la estructura, cimentación o en el elemento estructural que está siendo considerado.

1. D
2. D+L
3. D+(L_r o S o R)
4. D+0.75L +0.75(L_r o S o R)
5. D+(0.6W o 0.7E)
6. D+0.75L +0.75(0.6W o 0.7E) +0.75(L_r o S o R)
7. 0.6D+0.6W
8. 0.6D+0.6E

Excepciones:

1. En las combinaciones 4 y 6, la aplicación de la carga, *S* será considerada como carga de granizo en cubiertas planas (p_f) o carga de granizo en cubiertas con pendiente (p_s). Cuando esté presente la carga *H*, se combinara como sigue:

a) 1.0 *H*, cuando el efecto de *H* contribuye a la acción de otras cargas sobre la estructura.

[10] NEC., (2015), “Norma Ecuatoriana de la Construcción”, pág. 14

b) 0.6 *H*, cuando el efecto de *H* contrarreste la acción de otras cargas sobre la estructura.

c) El factor de incremento de carga para *H*, se puede considerar igual a cero, si la acción estructural debido a *H* contrarresta o neutraliza la acción debida a *W* o *E*. Cuando la presión lateral del suelo contribuye a resistir las acciones estructurales debido a otras fuerzas, no se deberá incluir en *H*, pero será incluida en la resistencia por resistencia.

Cuando esté presente la carga *F*, se debe incluir con el factor de incremento para la carga permanente, en las combinaciones 1 a 6 y en la 8.

2. La carga símica *E*, será determinada de acuerdo al capítulo de diseño sismo resistente de la NEC-15.

Los efectos más desfavorables de cargas de viento como de sismo, deberán ser investigados pero no necesitan ser considerados simultáneamente.

El incremento del esfuerzo admisible, no debe ser utilizado con las cargas o combinaciones de cargas de esta especificación, mientras no se demuestre que tal incremento quede justificado por el desempeño estructural debido a la velocidad y duración de la carga.

1.11 TEORIAS DE FALLA

Se conocen como teorías de falla a los criterios usados para determinar los esfuerzos elásticos permisibles en estructuras, componentes de máquinas. El análisis se desarrolla para cargas estáticas, se considera carga estática aquella que no varía su magnitud ni dirección en el tiempo. Estas son usadas dependiendo del material de que estén hechos los objetos de análisis.

Se pueden usar en materiales dúctiles y frágiles, estas teorías fueron desarrolladas para brindar diseños de máquinas confiables, en nuestro caso particular del elevador modular de carga se usa las teorías de falla para materiales dúctiles ya que el acero es uno de ellos. Para esto se cuenta con las siguientes teorías:

- Esfuerzo cortante máximo (ECM)
- Energía de distorsión (ED)

- Mohr Coulumb dúctil (CMD)

Materiales Frágiles

- Esfuerzo normal máximo (ENM)
- Mohr Coulomb frágil (CMF)
- Mohr modificada (MM)

1.11.1 TEORÍA DEL ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO PARA MATERIALES DÚCTILES

"La teoría del esfuerzo cortante máximo estipula que la fluencia comienza cuando el esfuerzo cortante máximo de cualquier elemento iguala al esfuerzo cortante máximo en una pieza de ensayo a tensión del mismo material cuando esa pieza comienza a fluir. La teoría del ECM también se conoce como la teoría de Tresca o Guest[11]".

La falla se producirá cuando el esfuerzo cortante máximo absoluto en el elemento sea igual o mayor al esfuerzo cortante máximo absoluto de una probeta sometida a un ensayo de tensión en el momento en que se produce la fluencia[12].

Como bien se sabe el esfuerzo cortante máximo ocurre a 45 grados de la superficie de tención.

Para un elemento bajo la acción de esfuerzos se tiene el círculo de Mohr:

[11] SHIGLEY.,(2002), "Diseño en Ingeniería Mecánica", pág. 211

[12] http://jacekleszczynski.com/images/5147/teoria%20de%20esfuerzo%20cortante%20m%C3%A1ximo.pdf

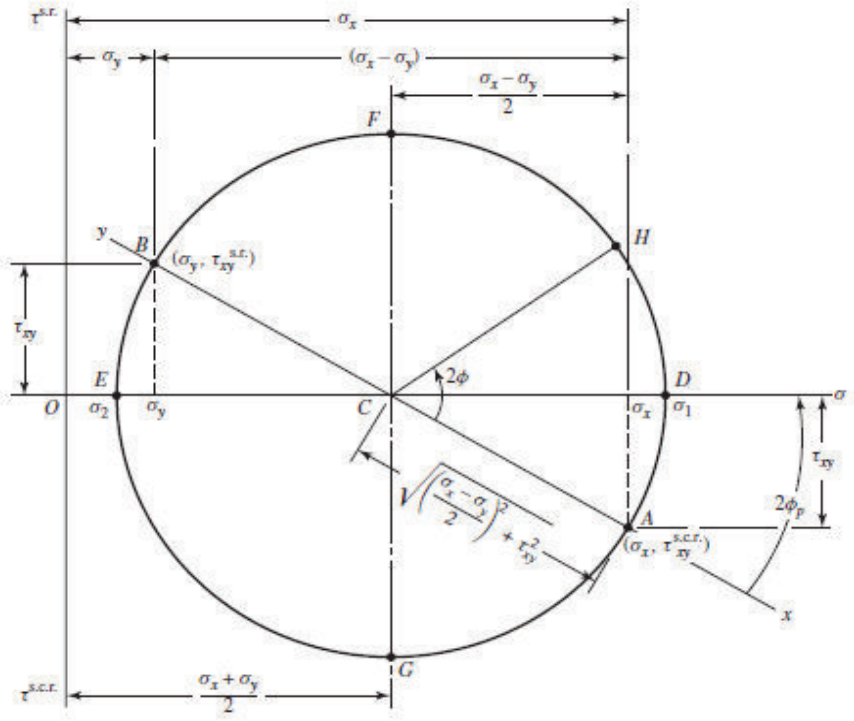

Figura 1. 13 Circulo de Mohr

Fuente: SHIGLEY.,(2002), "Diseño en Ingeniería Mecánica", pág. 79

De la figura 1.13 se puede decir:

$$\tau_{máx} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

El esfuerzo cortante máximo en la fluencia está dado por:

$$\tau_{máx} = \frac{Sy}{2}$$

Para un estado de esfuerzos general, puede determinarse y ordenar tres esfuerzos principales de tal manera que, $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ de lo dicho anteriormente el cortante máximo quedaría de la siguiente manera: $\tau_{máx} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ de tal manera la hipótesis del cortante máximo produce la fluencia cuando:

$$\tau_{máx} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \geq \frac{Sy}{2}$$

Como se puede observar en la última expresión la diferencia de esfuerzos que es el cortante máximo debe ser mayor al límite de fluencia para

1.11.2 TEORÍA DE LA ENERGÍA DE LA DISTORSIÓN PARA MATERIALES DÚCTILES

"La teoría de la energía de deformación máxima predice que la falla por fluencia ocurre cuando la energía de deformación total por unidad de volumen alcanza o excede la energía de deformación por unidad de volumen correspondiente a la resistencia a la fluencia en tensión o en compresión del mismo material"[13].

Dicha teoría se originó, debido a la comprobación que los materiales dúctiles sometidos a esfuerzos hidrostáticos presentan resistencia a la fluencia los cuales exceden en gran medida al ensayo de tracción simple. Se postuló que la fluencia no era simple fenómeno de tensión o compresión, sino que estaba relacionada con la distorsión angular del elemento sometido a esfuerzos. En la figura 1.14a se puede observar un volumen unitario sometido a un estado de esfuerzo tridimensional, la figura 1.14b muestra la tensión hidrostática debido a un esfuerzo promedio σ_{prom} los cuales actúan en las mismas direcciones que los esfuerzos principales en la figura 1.14b se observa un cambio de volumen puro es decir sin distorsión angular, debido a la consideración de σ_{prom} como resultado del promedio de los esfuerzos $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ que actúan sobre el volumen angular, esto da lugar al estado de esfuerzos que se muestra en la figura 1.14c, este elemento es sometido a distorsión angular pura, es decir no hay variación en su volumen.

$$\sigma_{prom} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

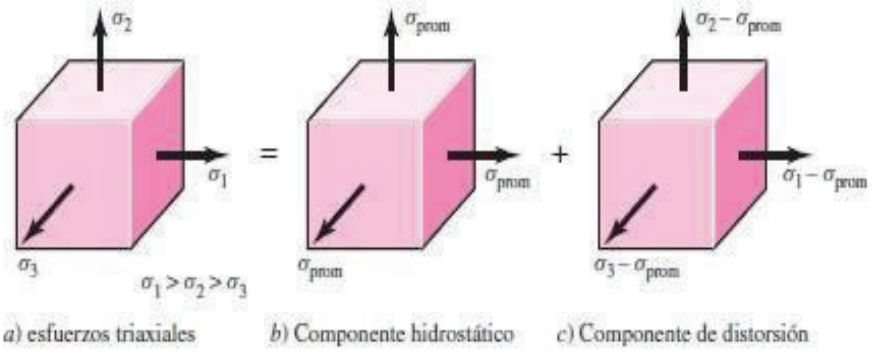

Figura 1. 14 a. Esfuerzos triaxiales, b. Componente hidrostático, c. Componente de distorsión
Fuente: SHIGLEY.,(2002), "Diseño en Ingeniería Mecánica", pág. 213

[13] SHIGLEY.,(2002), "Diseño en Ingeniería Mecánica", pág. 213

El material se encuentra en el rango elástico (ya que la falla se produce al llegar a la zona plástica), la energía total de deformación por unidad de volumen para el elemento es la siguiente:

$$U = \frac{1}{2}\sigma_1\varepsilon_1 + \frac{1}{2}\sigma_2\varepsilon_2 + \frac{1}{2}\sigma_3\varepsilon_3$$

Las deformaciones:

$$\begin{matrix}\varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3\end{matrix} = \frac{1}{E}\begin{matrix}1 & -v & -v \\ -v & 1 & -v \\ -v & -v & 1\end{matrix} * \begin{matrix}\sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3\end{matrix}$$

Reemplazando los valores de las deformaciones en la ecuación de la energía se tiene:

$$U = \frac{1}{2E}[{\sigma_1}^2 + {\sigma_2}^2 + {\sigma_3}^2 - 2v(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_3\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3)]$$

La energía de deformación que se obtiene debido a los esfuerzos hidrostáticos es:

$$U_h = \frac{3(1-2v)}{2E}{\sigma_{prom}}^2 = \frac{3(1-2v)}{2E} * (\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3})$$

$$U_d = U - U_h$$

Reemplazando y operando se obtiene:

$$U_d = \frac{1+v}{3E}({\sigma_1}^2 + {\sigma_2}^2 + {\sigma_3}^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_3\sigma_2 - \sigma_1\sigma_3)$$

Al realizar el ensayo de tracción $\sigma_1 = Sy, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ lo que da lugar a que la energía de distorsión de la probeta se reduzca a:

$$U_d = \frac{1+v}{3E}Sy^2$$

Igualando estas dos últimas ecuaciones como dice la teoría y operando se obtiene:

$$\frac{1+v}{3E}Sy^2 = \frac{1+v}{3E}({\sigma_1}^2 + {\sigma_2}^2 + {\sigma_3}^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_3\sigma_2 - \sigma_1\sigma_3)$$

$$Sy = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}}$$

Se define el esfuerzo de Von Misses como:

$$\sigma' = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}}$$

De tal manera que la falla se da cuando

$$\sigma' = Sy$$

Para realizar el análisis para un caso bidimensional $\sigma_2 = 0$ quedando el esfuerzo de Von Misses:

$$\sigma' = \sqrt{{\sigma_1}^2 + {\sigma_3}^2 - \sigma_1\sigma_3}$$

1.11.3 TEORÍA DE MOHR COULOMB PARA MATERIALES DÚCTILES

Conocida también como la teoría de la fricción interna en esta teoría se relaciona el esfuerzo a fluencia a tensión S_t es diferente al esfuerzo de fluencia a compresión S_c donde por lo general $S_c > S_t$. Se basa en los ensayos de tensión y compresión y establece que en la plano $\sigma - \tau$ línea tangente a los círculos de Mohr obtenidos de los ensayos de tensión y compresión al momento de fluencia es la localización de la falla para un estado de esfuerzos para un elemento. A continuación en la figura 1.15 se puede observar los círculos de Mohr de los ensayos de tensión y compresión el momento de la falla.

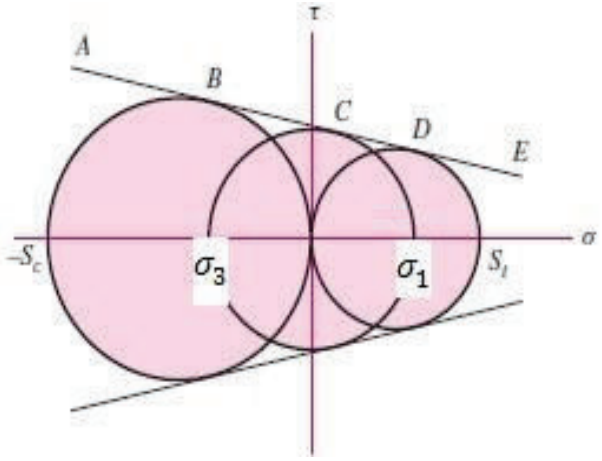

Figura 1. 15 Circulo de Mohr ensayo de compresión, ensayo de tensión, falla.
Fuente: SHIGLEY.,(2002), "Diseño en Ingeniería Mecánica", pág. 220

La ecuación de la línea de falla cuando $\sigma_1 > 0 > \sigma_3$ da:

$$\frac{\sigma_1}{S_t} - \frac{\sigma_3}{S_c} = 1$$

También se dará falla cuando:

$$\sigma_1 = S_t, cuando\ \sigma_1 > \sigma_3 > 0$$

$$\sigma_3 = S_c, cuando\ \sigma_1 > \sigma_1 > \sigma_3$$

Como solo se ha tratado las teorías de falla que afectan a los materiales dúctiles ya que es nuestro caso particular a continuación un resumen de las teorías de falla para materiales dúctiles:

1.12 MÉTODO DE LOS TRES MOMENTOS

En un método en el cual se obtiene una relación general entre los momentos flexionantes en tres secciones cualesquiera de la viga, relación que se llama ecuación de los tres momentos y se escribe fácilmente aplicando los teoremas[14] Con el uso de este método nos simplifica el cálculo de los momentos flectores y de esta manera proceder con los diagramas de momento flector y la fuerza cortante.

A continuación se explica de qué manera funciona el método.

Figura 1. 16 Representación del método de los tres momentos en una viga

Fuente: Propia

En la figura 1.16 se está representado las incógnitas que intervienen en el método.

$$I_O M_O + 2(I_O + I_m)M_m + I_m M_n = -6(\alpha_{oi} + \alpha_{od}) \qquad \textbf{Ec 1. 6}$$

$$I_m M_m + 2(I_O + I_P)M_n + I_P M_P = -6(\alpha_{oi} + \alpha_{od}) \qquad \textbf{Ec 1. 7}$$

Las ecuaciones 1.6 y 1.7 son el resultado del método donde:

[14] SINGER.,(2010), “Resistencia de Materiales”, pág. 250

I_O: Longitud ficticia m

M_O: Momento en el punto M $kg * \mathrm{m}$

α_{oi}: Desplazamiento $Grados$

I_{mn}: Longitud de la viga m

M_n: Momento en el punto N $kg * \mathrm{m}$

I_p: Longitud ficticia m

M_p: Momento ficticio $kg * \mathrm{m}$

α_{od}: Desplazamiento $Grados$

1.13 MÉTODO DE LA RIGIDEZ

Cuando se habla de dar solución a una estructura, se habla de encontrar las relaciones que existen entre las fuerzas aplicadas y las fuerzas de reacción las fuerzas internas en la misma y las deformaciones que ocurren en la misma.

Cuando se tiene estructuras estáticas basta con plantear las ecuaciones de equilibrio ya que estas no sobrepasan en número a las ecuaciones de equilibrio lo que permite encontrar las fuerzas de reacción. Una vez realizado esto se puede encontrar las fuerzas internas por equilibrio de secciones, y encontrar las deformaciones.

Cuando se trabaja con estructuras estáticamente indeterminadas se debe solucionar simultáneamente las ecuaciones de equilibrio, y las relaciones de fuerzas y desplazamientos, las ecuaciones de equilibrio están presentes en ambos tipos de estructuras. La manera en la que se usen estas ecuaciones da solución al método.

Se llama el método de la rigidez por que las ecuaciones finales a dar solución tienen como incógnitas los desplazamientos en función de las rigideces de los elementos.

GRADOS DE LIBERTAD

Los grados de libertan se refieren a las posibles formas de moverse que tiene la estructura, con estos pueden describir la figura deformada de una estructura, estos se miden en los puntos de unión de los elementos (nudos) o en los apoyos.

En los apoyos se debe determinar cuándo un grado de libertad es libre o restringido, de igual manera sucede en los nodos para una estructura completa se puede saber los grados de libertad libres identificando los de los apoyos y después los de los nudos.

Como este método trabaja con desplazamientos es necesario saber que es un grado de libertad. En nuestro caso se usa este método para el análisis de los pórticos que constituyen el elevador tridimensional de carga en cantiléver el cual cuenta con 8 grados de libertad a continuación en la figura 1.17 se puede observar 2,3 representan los nodos, 1,4 representan los apoyos y los grados de libertad presentas en el pórtico de análisis grados de libertad.

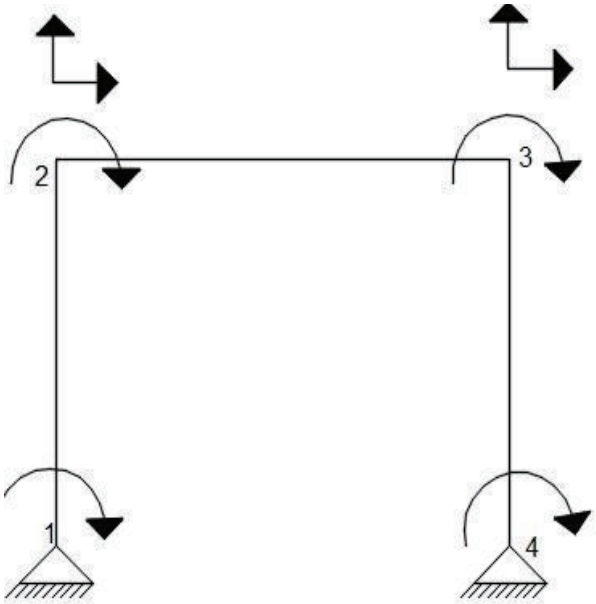

Figura 1. 17 Pórtico de análisis representando nodos, apoyos y grados de libertad.
Fuente: Propia

Para determinar la ecuación del método se usa la figura 1.18 la cual nos ayuda para llegar a nuestro objetivo.

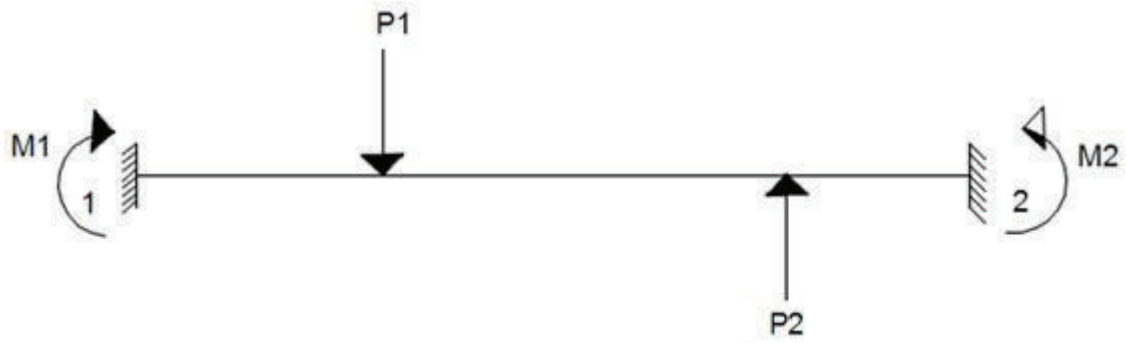

Figura 1. 18 Viga Cargada
Fuente: propia

Se procede a determinar los momentos que actúan en la viga:

$$M_1 = k_{12}\rho + ak_{21}\rho - k_{12}\theta_1 - ak_{21}\theta_2 + m_1$$

$$M_2 = ak_{21}\rho + k_{12}\rho + k_{21}\rho - ak_{12}\theta_1 + m_2$$

Donde:

k: Rigidez absoluta

$a * k = a$ Rigidez de transporte

$$M_1 = m_1 - k_{12}\theta_1 - a_{12}\theta_2 + k_{12}\rho + a_{21}\rho$$

$$M_2 = m_2 - k_{21}\theta_2 - a_{21}\theta_1 + k_{21}\rho + a_{12}\rho$$

Las expresiones expresadas anteriormente se reducen usando las siguientes expresiones:

$$\rho = \frac{\Delta}{L}, \frac{k+a}{L} = b, donde\ b\ es\ la\ rigides\ ed\ empuje$$

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + k_1\rho + a\rho$$

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + \rho(k_1 + a)$$

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + \frac{\Delta}{L}(k_1 + a)$$

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + \frac{\Delta}{L}(bL)$$

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + \Delta b$$

De tal manera que las ecuaciones usadas para el método de la rigidez quedan determinadas de la siguiente manera.

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + b_1\Delta$$

$$M_1 = m_1 - k_1\theta_1 - a\theta_2 + b_2\Delta$$

1.14 VIGAS

1.14.1 SECCIÓN COMPACTA

Se conoce como sección compacta aquella en la que antes de la falla se produce una plastificación, y esto se da cuando el esfuerzo máximo de flexión del borde de la viga es igual al esfuerzo de fluencia. Cuando el esfuerzo de flexión se incrementa este se propaga totalmente en el interior de la sección dando lugar a que la viga soporte un esfuerzo mayor que el de la fluencia sin que esta se llegue a deformar plásticamente. Cuando la sección se plastifica, el momento flector aumenta y se da la deformación de la viga, a continuación las características que debe cumplir una sección las cuales están sujetas a comprobación.

- Se debe trabajar con perfiles laminados en caliente.
- El patín de compresión debe ser conectado de manera correcta, continua al ala de la viga.
- Tiene las siguientes relaciones de ancho, espesor.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{Sy}} \; S.I$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{170}{\sqrt{Sy}} \; S.Inglés$$

- En una viga en la que la carga axial sea nula la relación $^{d}/_{t_w}$ esta dada por:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{Sy}} \; S.I$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{1690}{\sqrt{Sy}} \; S.Inglés$$

1.14.2 APOYO LATERAL

La distancia entre soportes laterales será la menor de las siguientes dos distancias L_1 llamada también longitud inicial L_i, L_2 llamada también longitud final L_f.

$$L_i = \frac{76b_f}{12\sqrt{Sy}}\ ft \qquad L_f = \frac{20000}{12 * Sy * {}^{d}/_{A_f}} ft$$

$$L_i = \frac{0.20b_f}{\sqrt{Sy}}\ m \qquad L_f = \frac{139000}{Sy * {}^{d}/_{A_f}}$$

Donde:

b_f: Ancho del patín de compresión.

d: Peralte de la sección.

A_f: Área del patín de compresión $b_f x t_f$.

Sy: Esfuerzo de fluencia.

Todos los valores mencionados anteriormente se los encuentra en el manual de la AISC.

1.15 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales que soportan cargas transversales, producen momentos transversales fuerzas cortantes, y son diseñadas a flexión.

Las vigas se pueden clasificar.

Por su posición horizontal:

- Horizontales en uso más general.
- Verticales llamadas viga – columna.
- Inclinadas como las vigas de los techos.

Este tipo de vigas pueden soportar tanto cargas axiales, como trasversales.

Condiciones en los apoyos:

- Vigas Simples: viga que esta soportada por apoyos simples en sus extremos, los cuales permiten un movimiento libre conocida también, como viga simplemente apoyada.

- Vigas Continuas: cuando la viga se extiende por dos o más apoyos, es el caso que se tiene en la viga principal del elevador modular de carga.
- Viga Fija: cuando el elemento se conecta rígidamente a otros elementos o miembros de la estructura.

1.15.1 DISEÑO DE VIGAS SIMPLES

El diseño de vigas debe cumplir lo siguiente:

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \qquad \textbf{Ec 1. 8}$$

$$F_b : Depende\ de\ la\ longitud\ de\ la\ viga$$

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 9}$$

Haciendo una comparación de la longitud de la viga con los valores de L_i y L_f se tienen los siguientes tres casos de análisis:

1.15.1.1 CASO 1

- Sección compacta
- $L \leq L_i$
- $F_b = 0.66 * Sy$

1.15.1.2 CASO 2

- Independiente de la sección
- $L_i < L \leq L_f$
- $F_b = 0.6 * Sy$

1.15.1.3 CASO 3

- Independiente de la sección
- $L \geq L_f$
- $F_b < 0.6 * Sy$
- Comprobar la esbeltez a flexión.

Para obtener la esbeltez a flexión se usa la siguiente ecuación:

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \qquad \textbf{Ec 1. 10}$$

Donde:

L: Longitud efectiva de la viga.

r_t: Radio de giro efectivo de giro del patín de compresión, para calcular este valor se tiene la siguiente ecuación que se encuentra tabulada en la AISC.

$$r_t = \sqrt{\frac{{}^{1}/_{2}\, I_{YY}}{A_f + {}^{1}/_{6}\, A_W}} \qquad \textbf{Ec 1. 11}$$

Donde:

I_{YY}: Momento de inercia respecto al eje YY

A_f: Área del alma de la sección

A_W: Área del patín de la sección

CASO 3.1

$$\lambda_f \leq L_i$$

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3 C_b}{Sy}}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

C_b: Es el factor de gradientes de momentos.

Cuando el momento flector en algún punto de la viga no arreostrada es mayor que el momento en ambos extremos el valor de C_b debe ser tomado como la unidad.

$$F_b = 0.6 * Sy$$

CASO 3.2

$$L_i < \lambda_f < L_f$$

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3 x C_b}{Sy}}$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3xC_b}{Sy}}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{Sy{\lambda_f}^2}{1530x10^3C_b}\right] * Sy$$

CASO 3.3

$$\lambda_f > L_i$$

$$F_b = \frac{170x10^3C_b}{\left({}^{L}/_{r_t}\right)^2}$$

A continuación se tiene una última ecuación conservadora.

$$F_b = \frac{12x10^3C_b}{L\left({}^{d}/_{A_f}\right)}$$

1.15.2 DISEÑO DE VIGAS CONTINUAS

Para el diseño de este tipo de vigas se procede de la misma manera en que se diseña una viga simple, cuando se usan las consideraciones del manual de la AISC se tienen las siguientes consideraciones, si se tiene una sección compacta y no está en voladizo se puede usar uno de los siguientes métodos:

- 0.9 por el mayor momento negativo o el claro.
- Momento positivo, basado el momento máximo en el diagrama de momentos multiplicado más 0.1 por el promedio de los momentos negativos.

1.15.3 EFECTOS DEL CORTANTE

Para secciones laminadas o fabricadas el manual de la AISC permite el uso de la siguiente ecuación:

$$f_V = \frac{V}{dt_w} \qquad \textbf{Ec 1. 12}$$

Donde:

V: Carga de corte.

d: Peralte de la sección.

t_w: Espesor del alma.

Los efectos del cortante deben cumplir lo siguiente:

$$f_V \leq F_V \qquad \textbf{Ec 1. 13}$$

$$f_V = 0.40 * Sy \qquad \textbf{Ec 1. 14}$$

$$I_V = \frac{f_V}{F_V} \leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 15}$$

1.16 TORSIÓN EN VIGAS

1.16.1 MIEMBROS NO TUBULARES BAJO TORSIÓN Y TENSIONES COMBINADAS[15]

La resistencia torsional disponible para miembros de sección no tubular debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia bajo tensión normal, fluencia en corte bajo tensión en corte, o pandeo determinado como sigue:

a. Para el estado límite de fluencia bajo tensión normal

$$F_n = F_y$$

b. Para el estado límite de fluencia en corte bajo tensión de corte

$$F_n = 0{,}6\, F_y$$

c. Para el estado límite de pandeo

$$F_n = F_{cr}$$

Donde:

F_n: Tensión de tracción nominal

F_y: Tensión mínima especificada para el tipo de acero utilizado.

F_{cr}: Sección de pandeo para la sección determinada por análisis.

[15] Manual AISC “Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión” Pág. 151,152

Se permite algo de fluencia en pandeo local siempre que esté restringido a zonas adyacentes a las áreas que deben permanecer elásticas.

1.17 DISEÑO DE COLUMNAS

Se considera como una columna a un elemento axial sometido a compresión, siendo lo bastante delgado respecto con su longitud, el cual permite sostener el peso de una estructura. Para diseñar este tipo de elementos está basado en la fuerza axial interna. Debido a las condiciones de la columna también se diseñan para flexión la combinación se denomina flexo-compresión. El pre dimensionamiento de la columna es con el fin de determinar las dimensiones que sean capaces de soportar la compresión que se aplica al elemento, y la flexión que ocurre en el elemento por diversos factores.

Al efecto geométrico de la columna se lo llama esbeltez es un factor importante ya que la falla depende de este. La resistencia de la columna disminuye por su geometría la que influye en la falla. Para columnas poco esbeltas, llamadas también columnas cortas la falla se produce por aplastamiento. Para elementos más esbeltos, también llamadas columnas largas la falla ocurre por pandeo en el elevador modular de carga se va a tener elementos poco esbeltos por lo que el análisis se va a reducir únicamente a elementos de este tipo.

1.17.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN COLUMNAS DE ACERO AXIALMENTE CARGADAS SEGÚN LA AISC

Usando la ecuación de Euler se determina la carga crítica de pandeo de la siguiente manera:

$$P_{Crit} = \frac{n^2 * \pi^2 * EI}{L^2} \qquad \textbf{Ec 1. 16}$$

El esfuerzo crítico de Euler está dado por:

$$f_{Crit} = \frac{P_{crit}}{A} = \frac{n^2 * \pi^2 * EI}{AL^2} = \frac{n^2 * \pi^2 * EI}{L^2/_{r^2}} \qquad \textbf{Ec 1. 17}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \textbf{Ec 1. 18}$$

Donde:

r: Radio de giro de la sección.

I: Momento de inercia de la sección.

A: Área de la sección transversal.

n: Modo de pandeo.

El esfuerzo de diseño de la AISC usando la ecuación de Euler para el esfuerzo critico de $n = 1$.

$$f_{Crit} = \frac{\pi^2 * E}{\left(KL/r_{min}\right)^2} \qquad \textbf{Ec 1. 19}$$

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{max}}{A}} \qquad \textbf{Ec 1. 20}$$

K es un factor de ajuste de la longitud de la columna para esfuerzo critico de Euler su valor depende del tipo de restricción que se tenga en los extremos del elemento el valor del mismo se puede obtener por valores tabulados en tablas nomograma como se muestra en la tabla 1.1.

Tabla 1. 1 Valores de K teóricos diversos casos.

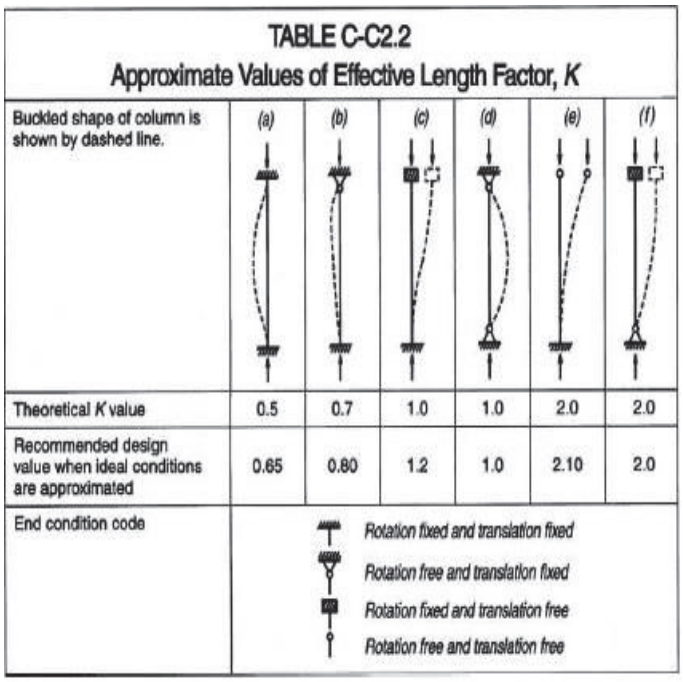

TABLE C-C2.2
Approximate Values of Effective Length Factor, K

Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free					

Fuente: AISC, Manual of Steel Construction, página 240

Para obtener el valor de K usando nomogramas se debe determinar los valores de G_A, G_B.

$$G_{A,B} = \frac{\sum {E_C I_C}/{L_C}}{\sum {E_V I_V}/{L_V}} \qquad \textbf{Ec 1. 21}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad.

I: Momento de inercia de la sección

L: Longitud del elemento.

Los subíndices A, B se refieren a los extremos de la columna, y los subíndices c, v se refieren a las conexiones viga, columna.

Para extremos de columnas apoyadas pero no conectadas rígidamente a cimentaciones G es teóricamente infinito pero si el extremo es tomado como articulación G puede ser tomado como 1.0. Si para el diseño es tomado como empotramiento G puede ser tomado como 1.0.

A continuación en la figura 1.19 Se puede observar el nomograma para la determinación de longitudes efectivas.

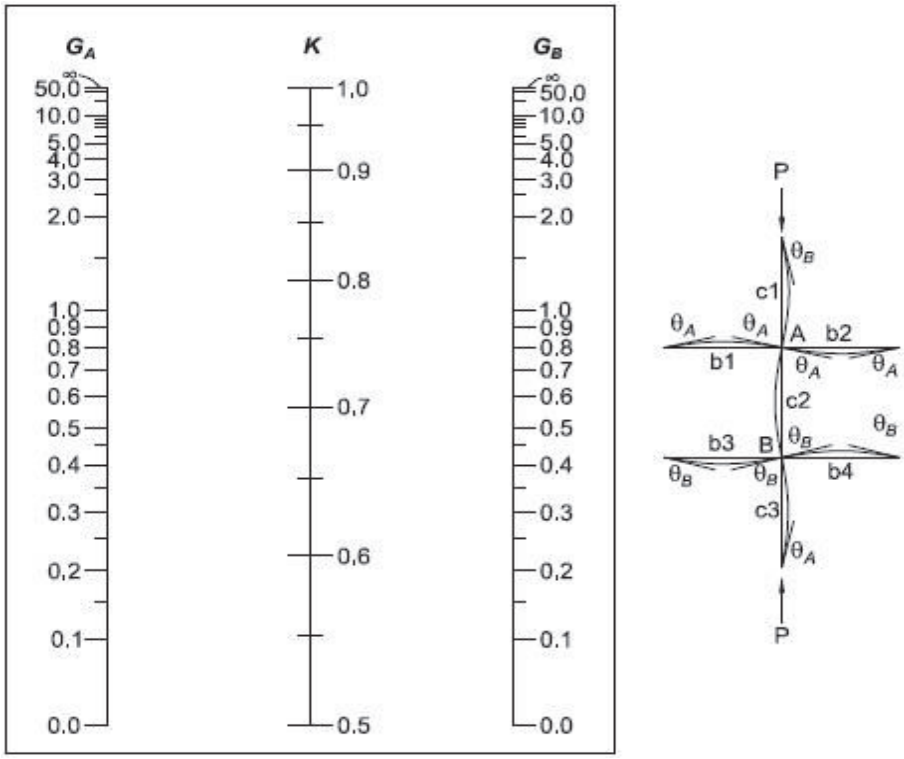

Figura 1. 19 Nomograma para determinación de longitudes efectivas.
Fuente: AISC, Manual of Steel Construction pagina 241

Para poder determinar el esfuerzo admisible de compresión F_a para columnas sujetas a carga axial hay que basarse en el tipo falla y analizar tales como: pandeo lateral elástico o inelástico, pandeo local, pandeo torsional, y fluencia gradual debido a esfuerzos locales excesivos.

Para columnas esbeltas el pandeo se da cuando el esfuerzo crítico f_{crit} es una fracción de la resistencia a la fluencia Sy.

En nuestro caso se va a trabajar con acero ASTM A588 está fracción va ser de 0.5. Por lo tanto se tiene para efectos de pandeo elástico.

$$f_{crit} \leq 0.5 * Sy \qquad \textbf{Ec 1. 22}$$

Le valor más bajo de la relación de esbeltez es KL/r, para el pandeo elástico se representa $KL/r_c = C_c$ la cual es igual:

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} \quad \textbf{Ec 1. 23}$$

Bajo estas condiciones el esfuerzo critico quedaría de la siguiente forma:

$$f_{crit} = Sy\left[1.0 - \frac{\left(0.5\,{KL}/{r}\right)^2}{C^2}\right] \quad \textbf{Ec 1. 24}$$

Para determinar el esfuerzo de diseño dependiendo la relación de esbeltez existen dos condiciones las cuales son las siguientes:

1.17.1.1 CASO 1 $\boldsymbol{{KL}/{r} \leq C_C}$

$$f_{crit} = Sy\left[1.0 - \frac{\left(0.5\,{KL}/{r}\right)^2}{C^2}\right]$$

$$FS = \frac{5}{8} + \frac{3}{8}\frac{{KL}/{r}}{C_C} - \frac{1}{8}\frac{\left({KL}/{r}\right)^3}{{C_C}^3} \quad \textbf{Ec 1. 25}$$

$$F_a = \frac{f_{crit}}{FS} \quad \textbf{Ec 1. 26}$$

1.17.1.2 CASO 2 $\boldsymbol{{KL}/{r} > C_C}$

$$f_{Crit} = \frac{\pi^2 * E}{\left({KL}/{r}\right)^2} \quad \textbf{Ec 1. 27}$$

Usando la ecuación de Euler

$$F_a = \frac{f_{crit}}{FS} \quad \textbf{Ec 1. 28}$$

$$FS = \frac{23}{12} = 1.92 \quad \textbf{Ec 1. 29}$$

Usando ${KL}/{r} = C_C$ del FS mencionado anteriormente.

1.18 CARGAS EQUIVALENTES EN COLUMNAS

Se puede hacer una estimación de una carga equivalente con lo expuesto a lo que esfuerzos admisibles se refiere en la ASIC. Con el cálculo de una carga equivalente de compresión axial P_{eq}, la misma que corresponde a la combinación de compresión y flexión.

Cuando se tiene momentos flexionantes en los ejes x, y la carga equivalente se convierte en:

$$P_{eq} = P + \alpha_X \frac{F_{ax}}{F_{bx}} B_x M_x + \alpha_y \frac{F_{ay}}{F_{by}} B_y M_y \qquad \textbf{Ec 1. 30}$$

Donde:

P: Carga axial.

B_x, B_y: Factores de momentos.

$\frac{F_{ax}}{F_{bx}}, \frac{F_{ay}}{F_{by}}$: Dependen de las relaciones de esbeltez.

α_X, α_y: Factores de amplificación.

Las direcciones de los ejes x, y está establecida en el manual de la AISC, para la sección del perfil.

Entonces suponiendo un valor de F_a, la sección requerida se convierte en:

$$A = \frac{P_{eq}}{F_a} \qquad \textbf{Ec 1. 31}$$

De esta manera puede seleccionarse el perfil más económico y verificado posteriormente bajo las cargas P, M_X, M_Y. Los valores de $B_X = \frac{A}{Sx}$, y $B_Y = \frac{A}{Sy}$, varían de manera notable para las diferentes secciones tabuladas en el manual de la ASIC para perfiles tipo W se puede usar valores de $B_X = 0.25$ y $B_Y = 0.75$. Como el material con el que se está trabajando es un acero A588 se puede tomar los siguientes valores $F_{ax} = F_{ay} = 0.75$ y $\alpha_x = \alpha_y = 1$. Con lo que se tiene:

$$P_{eq} = 0.2 * M_X + 0.6 M_y$$

La ecuación 1.32 es únicamente una aproximación de un perfil W.

REQUISITOS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1.0 \qquad \textbf{Ec 1. 32}$$

$$f_a = \frac{P}{A} \qquad \textbf{Ec 1. 33}$$

$$\frac{L}{r} \leq 200 \qquad \textbf{Ec 1. 34}$$

1.19 VIGA-COLUMNA

Un miembro sujeto a compresión axial, y a flexión es conocida como viga-columna, entre los parámetros que afectan la columna se tiene: longitud del miembro, geometría, distribución de las cargas y momentos, el material del que está constituido.

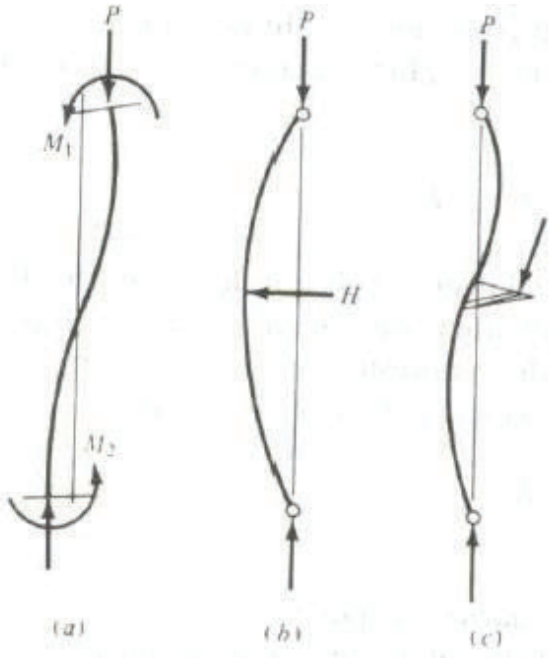

Figura 1. 20 Cargas combinadas en columnas.
Fuente: http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/rt/printerFriendly/13036/13680

1.19.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS

1.19.1.1 CASO 1

Tracción más flexión respecto al eje fuerte.

Debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 35}$$

Donde:

$$f_t = \frac{P_t}{A} \qquad \textbf{Ec 1. 36}$$

$$F_t = 0.6 * Sy \qquad \textbf{Ec 1. 37}$$

$$f_b = \frac{M}{Sx} \qquad \textbf{Ec 1. 38}$$

F_b : Es obtenido de los análisis anteriores en vigas **Ec 1. 39**

1.19.1.2 CASO 2

Compresión más flexión respecto al eje fuerte.

El diseño es aceptable cuando se cumple:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 40}$$

Dependiendo el índice de trabajo de la compresión se tiene diferentes casos de análisis.

Caso 2.1

Cuando:

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 0{,}15 \ \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 41}$$

El esfuerzo admisible de compresión se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} \qquad \textbf{Ec 1. 42}$$

Caso 2.2

$$\frac{f_a}{F_a} \geq 0{,}15 \ \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \alpha\frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 43}$$

Donde α es el coeficiente de aplicación de momento el mismo está dado por:

$$\alpha = \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'e}} \qquad \textbf{Ec 1. 44}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad \textbf{Ec 1. 45}$$

$$f_a = \frac{P_C}{A} \qquad \textbf{Ec 1. 46}$$

$$F'e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \qquad \textbf{Ec 1. 47}$$

1.20 CÁLCULO DE PLACA BASE

Para diseñar la placa base se tiene en cuenta el dimensionamiento de los perfiles cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de un cimiento, o de una zapata aislada, es necesario que la carga de la columna se distribuya en una área suficiente para evitar los sobresfuerzos. A continuación en la figura 1.21 se muestran de qué manera actúa la fuerza a comprensión sobre la placa. Mientras que en la figura 1.22 se puede apreciar la vista superior de la placa y su dimensionamiento.

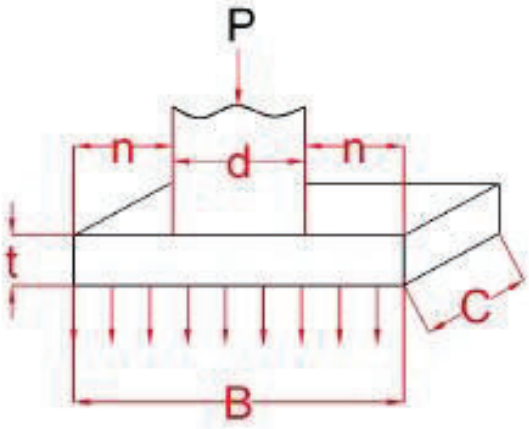

Figura 1. 21 Placa base
Fuente: Propia

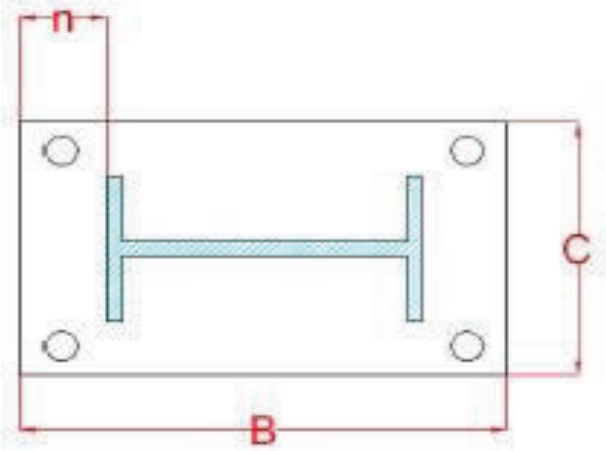

Figura 1. 22 Placa base vista superior
Fuente: Propia

Donde:

$B\ y\ C$: Dimensiones de la placa.

t: El espesor de la placa.

d: Espaciamiento entre el perfil y la columna.

n: Longitud del ala.

Para el diseño de la placa base se la considera como una viga de ancho unitario esto implica que $C = 1$.

El momento de inercia de la placa considerando el área de flexión:

$$I = \frac{C * t^3}{12}$$

Pero como C tiene un valor de 1.0.

$$I = \frac{t^3}{12}$$

La distancia desde el eje centroidal hasta la posición máxima flexionantes C' es $t/2$.

Para determinar el esfuerzo real de flexión f_b

$$f_b = \frac{M * C'}{I} \leq F_b$$

Donde:

F_b: Esfuerzo admisible de flexión.

M: Momento de flexión.

El momento obtenido con la carga distribuida P se tiene.

$$M = \frac{P * n^2}{2}$$

Finalmente se obtiene el esfuerzo real de flexión:

$$f_b = \frac{\frac{P * n^2}{2} * \frac{t}{2}}{\frac{t^3}{12}} = \frac{3 * p * n^2}{t^2} \leq F_b$$

El esfuerzo admisible de flexión es:

$$F_b = \frac{Sy}{F.S}$$

Teniendo un factor de seguridad $F.S$ como mínimo para el diseño estructural de 1.66.

Entonces se tiene:

$$F_b = 0.6 * Sy$$

Despejando el espesor de la placa t se tiene:

$$t = \sqrt{\frac{3 * p * n^2}{Fb}} = \sqrt{\frac{3 * p * n^2}{0.6 * Sy}}$$

Donde:

p: Debe ser como mínimo el esfuerzo de compresión del hormigón.

$$p = F'c$$

Sy: Es el esfuerzo de fluencia del acero en nuestro caso y como se dijo en el capítulo uno el acero que se va usar es el A588, es decir de 50ksi.

Dependiendo del valor asumido de n, se obtiene el espesor de la placa que cumpla con un diseño seguro de la misma. De esta forma se debe asumir un valor que cumpla con los espesores que se encuentran en el mercado nacional.

De esta manera y con estas consideraciones se tiene la ecuación para la obtención del espesor de la placa base.

$$t = \sqrt{\frac{1.25 * f'c * n^2}{Sy}} \qquad \textbf{Ec 1. 48}$$

1.21 DISEÑO JUNTAS SOLDADAS

RESISTENCIA DEL MATERIAL DE APORTE

Usando el método de diseño mediante esfuerzo permisible, ASD con un factor de seguridad, Ω igual a 2.2

$$R_n = F_{nw} \times A_{we} \qquad \textbf{Ec 1. 49}$$

$$R_n = F \times F_{EEX} \times g_t \times l_{sold} \qquad \textbf{Ec 1. 50}$$

Donde:

F_{nw}: Es el esfuerzo nominal del metal de soldadura $^{klb}/_{pulg^2}$

A_{we}: Área efectiva del cordón de soldadura $pulg^2$

F: Factor debido al tipo de junta

F_{EEX}: Resistencia mínima a la tensión $^{klb}/_{pulg^2}$

g_t: Garganta del filete de soldadura $pulg$

l_{sold}: Longitud de soldadura $pulg$

Valores como el del factor de soldadura, resistencia mínima a la tensión, esfuerzo nominal del metal de soldadura se encuentran en el anexo A1.

1.22 CONEXIONES RIGIDAS

1.22.1 CÁLCULO DE LOS PERNOS

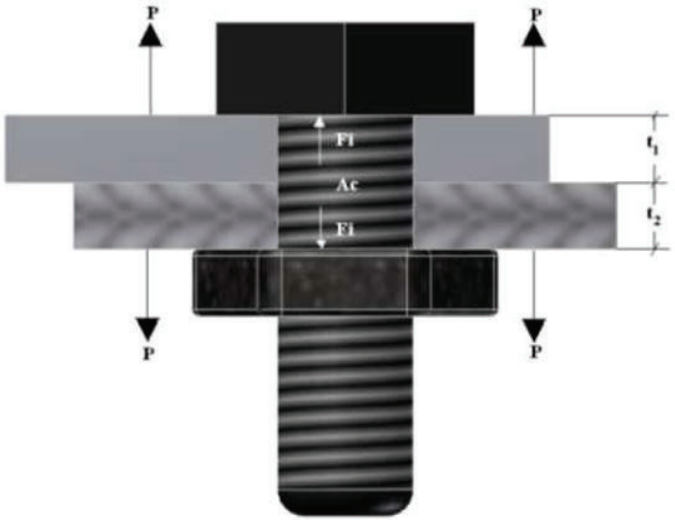

Figura 1. 23 Unión mediante un perno entre dos placas de espesor t_1 y t_2
Fuente: Shigley, J: Manual de diseño mecánico.

De la figura 1.23 se puede determinar el esfuerzo de empuje con la siguiente ecuación:

$$\sigma_P = \frac{P}{A} \qquad \textbf{Ec 1. 51}$$

Donde:

σ_P: Esfuerzo de empuje

P: Fuerza de empuje.

A: Área de la sección

Módulo de rigidez del perno

$$K_b = \frac{\pi * d^2 * E}{4 * l} \quad \textbf{Ec 1. 52}$$

Donde:

K_b: Módulo de rigidez del perno

d: Diámetro mayor

E: Modulo de elasticidad

l: Longitud de agarre del perno

Constante de rigidez

$$K_m = \frac{0.5774 * \pi * E * d}{ln\left(5\frac{0.5774l + 0.5d}{0.5774l + 2.5d}\right)} \quad \textbf{Ec 1. 53}$$

Donde:

K_m: Constante de rigidez del perno

d: Diámetro mayor

E: Modulo de elasticidad

l: Longitud de agarre del perno

Fracción de la carga externa P soportada por el perno

$$C = \frac{K_b}{K_b + K_m} \quad \textbf{Ec 1. 54}$$

Carga de prueba el perno

$$F_P = S_p * A_t \quad \textbf{Ec 1. 55}$$

Donde:

F_P: Carga de prueba del perno

S_P: Resistencia a la tensión

A_t: Área de tensión

Para determinar los valores de la resistencia a la tensión, S_P resistencia a la fluencia S_y y resistencia a la rotura se usa la tabla de las especificaciones ASTM para pernos de acero la cual se encuentra en el anexo A1.

Factor estático

$$n_s = \frac{A_t * (Sy - F_i)}{C * P} \quad \textbf{Ec 1. 56}$$

Donde:

F_i: Precarga de prueba del perno

Corte Puro

$$\tau_{xy} = \frac{F}{A} = \frac{4F}{\pi * d^2} \quad \textbf{Ec 1. 57}$$

$$n = \frac{0.577Sy}{\tau_{xy}} \quad \textbf{Ec 1. 58}$$

Donde:

F: Fuerza aplicada

d: Diámetro del tornillo

τ_{xy}: Esfuerzo cortante

n: Factor de seguridad a cortante puro

Sy: Esfuerzo de fluencia del acero

Aplastamiento

$$\sigma_x = \frac{F}{A} = \frac{F}{t * d} \quad \textbf{Ec 1. 59}$$

$$n = \frac{Sy}{\sigma_x} \quad \textbf{Ec 1. 60}$$

Donde:

F: Fuerza aplicada

d: Diámetro del tornillo

σ_x: Esfuerzo máximo

t: Agarre

n: Factor de seguridad a cortante puro

Sy: Esfuerzo de fluencia del acero

Flexión

$$\sigma_x = \frac{Mc}{I} = \frac{F * t}{I/c} \qquad \textbf{Ec 1. 61}$$

$$n = \frac{Sy}{\sigma_x} \qquad \textbf{Ec 1. 62}$$

Donde:

F: Fuerza aplicada

d: Diámetro del tornillo

σ_x: Esfuerzo máximo a flexión

t: Agarre

n: Factor de seguridad a cortante puro

Sy: Esfuerzo de fluencia del acero

I/c: Módulo de sección del elemento más débil

1.22.2 GEOMETRÍA DE PLACAS[16]

Para que el diseñador pueda tener cierto criterio para para el diseño de placa han surgido ciertos criterios a continuación se muestra la ubicación de 8 pernos y su

[16] SILVA C., CICERÓN S., "Diseño de un puente grúa tipo de 5 toneladas de capacidad para la industria metalmecánica". Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, 2011, Pág. 95,96

respectiva simbología. Se puede observar la en la figura 1.24 la geometría de una placa base, y sus diferentes parámetros.

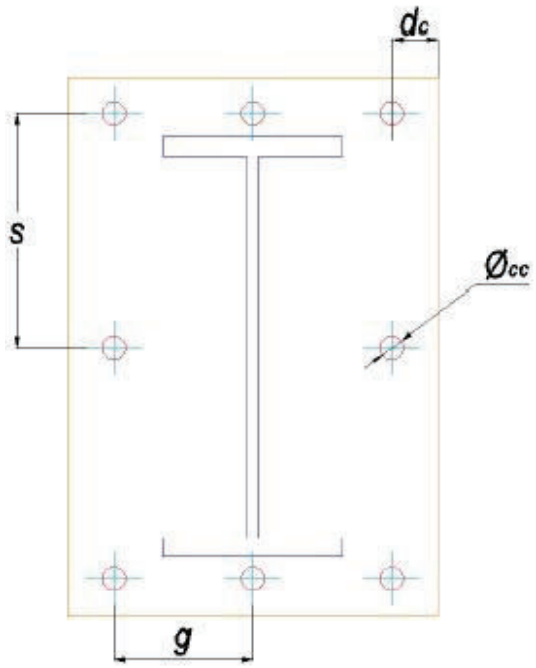

Figura 1. 24 Simbología geométrica de la placa base.
Fuente: Propia

Donde:

- d_C es la distancia de canto.
- s es el paso.
- $\emptyset_{CC}$ es el diámetro del agujero de la placa.
- g es el gramil.

Las relaciones estructurales establecen las siguientes relaciones para tener una aceptable perforación de la placa.

$$d_C \geq 1.5 * \emptyset_{CC}$$

$$g \geq 2 * \emptyset_{CC}$$

$$s \geq 2 * \emptyset_{CC}$$

$$\emptyset_{CC} = \emptyset_P + {}^{1}/_{8}"$$

1.23 POLIPASTO

El polipasto es el encargado de levantar fácilmente las cargas en el plano vertical existiendo una gran variedad de los mismos, que pueden ser manuales, eléctricos de cadena, de cable y neumáticos. Es un componente sujeto a la viga de carga el cual se usa para elevar las cargas con un peso que va desde 1 a 100 toneladas. Gracias a su flexibilidad de elevación es ideal para el transporte de cargas. En la figura 1.25 se puede apreciar un polipasto eléctrico.

Figura 1. 25 Polipasto Eléctrico

Fuente: http://www.logismarket.cl/tomber/diseno-e-ingenieria-conceptual-basica-y-de-detalles/3017354467-3031636789-p.html

En el mercado se encuentra cuatro tipos de polipastos que son los siguientes:

1.23.1 POLIPASTO DE ACCIONAMIENTO MANUAL

Es un dispositivo de levantamiento que usando un mecanismo compuesto por engranajes, el cual permite que la carga se desplace de manera vertical el esfuerzo es aplicado en una cadena de maniobra.

1.23.2 POLIPASTO DE PALANCA

En este dispositivo usan un mecanismo de palanca el cual permite desplazar la carga aplicando el esfuerzo a una palanca. Es usado con frecuencia para trabajos de montaje industrial y construcción metálica. Las ventajas que presenta este

dispositivo son sus dimensiones y su peso las cuales permiten mayor maniobrabilidad.

1.23.3 POLIPASTO ELÉCTRICO POR CADENA O CABLE

Presentan un diseño funcional y construcción modular cuyas características son: la dimensión del gancho, el mando directo normal y velocidades de levantamiento altas de 25 m/min. El cual se muestra en la figura 1.26.

Figura 1. 26 Polipasto eléctrico.
Fuente: http://hoistchina.es/1-110v-electric-cable-hoist.html

Este dispositivo consta de las siguientes partes:

- Engranajes helicoidales.
- Dispositivo de freno.
- Interruptor final de carrera.
- Cables de alimentación.
- Contactos electromagnéticos.
- Relé de inspección de fases.
- Contenedor de cadena o cable.
- Cadena de tracción.
- Gancho inferior.
- Cable de la botonera.
- Interruptor de la botonera.
- Limitador de sobrecarga.

1.23.4 LINEAS DE SUMINISTRO DE ENERGÍA

Se encargan del suministro de energía al polipasto, las cuales se mueven de manera conjunta para brindar corriente en cualquier ubicación en la que se encuentre el polipasto.

1.23.5 GANCHOS

Es el elemento que se acopla a la carga para poder elevarla y trasladarla. El cual se muestra en la figura 1.27.

Figura 1. 27 Gancho
Fuente: http://www.directindustry.es/prod/kito-europe-gmbh/polipasto-86421-788143.html

1.23.6 TROLLEY O CARRO

Es el componente que se sujeta al polipasto, para permitir a través de la viga longitudinal. Este dispositivo puede ser manual o eléctrico el mismo se puede observar en la figura 1.28.

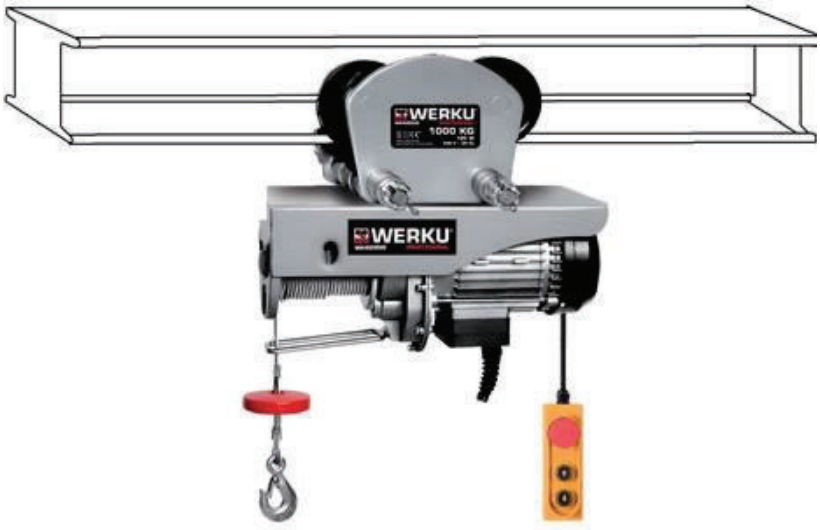

Figura 1. 28 Trolley o carro.
Fuente: http://www.bricolandia.es/werku-carro-trolley-de-traslacion-wk-400530/

1.24 CABLES

Es un elemento mecánico flexible, el cual está compuesto por un conjunto de alambres de acero, los cuales son los encargados de transmitir fuerzas, movimientos, entro dos puntos de una forma predetermina, para conseguir algún fin. Los cables de acero están constituidos por: alambres, torón y alma como se puede ver en la figura 1.29.

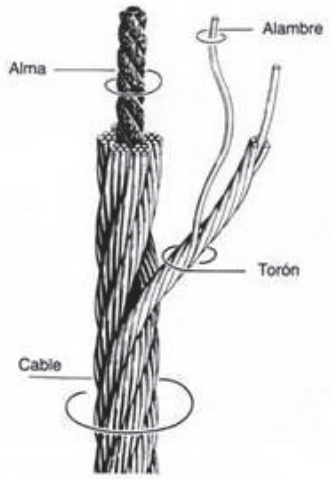

Figura 1. 29 Cable de acero y sus partes.
Fuente: http://www.prodinsa.cl/index.php?option=com_content&task=view&id=49&Itemid=50

Alambres: Son el componente básico del alambre de acero el cual se fabrica de distintas calidades según sea el uso que se le va a dar. Estas calidades se refieren a la resistencia a la tracción, a la resistencia a las tensiones axiales.

Toron: Un toron está formado por un número de alambres, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro. A cada disposición de dichos alambres se denomina construcción. A continuación en la figura 1.30 se puede observar la constitución de un toron.

Figura 1. 30 Toron capa simple.
Fuente: http://www.cablesdeaceroeinoxidables.com.mx/torones.html

Alma: Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. La principal función del alma de los cables es proveer apoyo a los cordones debido a ello el cable se mantiene redondo y los cordones correctamente ubicados. La elección del alma del cable tendrá un efecto en el uso del cable de acero. Existen cuatro diferentes tipos de alma: Alma de fibras sintéticas (polipropileno), alma de fibras naturales (sisal), alma de acero de un cordón, alma de acero de cable independiente[17].

1.24.1 DESIGNACIÓN DE LOS CABLES

A los cables de acero se les puede designar:

- Según el número de torones.
- La cantidad con la que se ha conformado cada toron.
- O una letra o palabra designando el tipo de trenzado.

Está información se reduce a la siguiente expresión:

$$\emptyset n * m$$

[17] http://www.indeli.cl/catalogos/cat_cables_acero.pdf

Donde:

$\emptyset$: Es el diámetro del cable.

n: Número de torones.

m: Número de alambres por toron.

Figura 1. 31 Designación de cable de acero.
Fuente: http://www.cablesdeaceroeinoxidables.com.mx/torones.html

La figura 1.31 se tiene un alambre de acero constituido por seis torones y cada toron está constituido por 19 alambres nuestra designación quedaría de la siguiente manera:

$$\emptyset 6 * 19$$

Cuando no existe una letra al final de la designación se sobreentiende que es un toron de capa simple.

Según la aplicación existen cables:

- Flexibles: Transmiten potencia (Cable teleférico)
- Semiflexibles: Cable principal de un puente, cable de un teleférico
- Semi rígidos: Cable de grúas izaje
- Rígidos: Estacionario.

1.24.2 DISEÑO DE CABLES[18]

Una vez obtenido la carga que va a soportar el cable mediante el cálculo estructural la carga permisible del cable será proporcionada por el fabricante.

La elongación elástica Δ de un cable debido a una carga P de tensión se puede determinar por la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{P * L}{A * E}$$

[18] BRESLER, LIN, "Diseño de Estructuras en Acero"; Limusa; Noriega Editores; 1997

Donde:

L: Longitud del cable.

P: Carga de tensión.

A: Área de la sección de la parte metálica.

E: Módulo efectivo de elasticidad del cable.

1.24.3 PRETENSADO DE CABLES[19]

El pretensado es un estado especial de esfuerzos y deformaciones que es inducido a un componente para mejorar el comportamiento estructural de un elemento.

El pretensado en cable de hacer se realiza con el fin de evitar cualquier deformación la cual no se haya considerado debido a la elongación del cable por las cargas que actúan a la estructura.

El pretensado se lleva a cabo según las especificaciones del fabricante, esto es alrededor del 20% de la carga última del cable, esta carga se lleva a cabo en campo con la ayuda de winches manuales que soporten la carga de pretensado asignada.

[19] CHÁVEZ J., ESTRADA A., "Análisis y diseño de un mirador atirantado de 40 metros de luz en cantiliver para el cantón San Miguel de los Bancos, provincia de Pichincha". Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, 2014, Pág. 39,40

CAPÍTULO 2

FACTIBILIDAD

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se toca temas tales como parámetros de diseño, funcionalidad estructural, materiales, normas, determinación de la tipología estructural, para llevar a cabo el desarrollo de este proyecto, que cumplan los objetivos ya señalados en el mismo. Con lo cual se procede a la selección de la alternativa más idónea para ello, así como la selección de algunos componentes del mismo.

2.2 CRITERIOS DE DISEÑO INGENIERIL PARA ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS.

Los criterios que se dan a continuación son los más relevantes para obtener un gran rediseño, y de esta forma tener un óptimo funcionamiento de la estructura.

1. **Capacidad máxima de elevación**: esta va ser de 30 metros debido a que esto estipula la norma. Y el elevador debe trabajar en cualquier condición a lo que altura se refiere.
2. **Capacidad máxima de carga**: es de dos toneladas, que son las estipuladas en el diseño.
3. **Facilidad de construcción**: para la construcción se tomara en cuenta las facilidades para encontrar la materia prima que en nuestro caso es el acero A588 que se lo puede encontrar en el mercado nacional sin ningún problema, las juntas van a ser empernadas, y para las soldadas se cuenta con los electrodos revestidos para llevar a cabo las mismas.
4. **Facilidad de Montaje:** para el montaje se ha considerado que el diseño sea modular lo cual implica la optimización del tiempo de construcción, y que el mismo sea transportable, y desarmable.
5. **Costo:** el costo de la estructura debe ser lo más económica posible para que esté al alcance de cualquier constructor, pero sin que esto implique dejar de

lado calidad en el material, este diseñado con las normas pertinentes para obtener una estructura que cumpla con los parámetros de calidad en el país.

6. **Resistencia:** en este parámetro se garantiza que la estructura sea rígida para soportar los esfuerzos máximos a los que se la va a someter, de tal manera que implica la durabilidad de la misma la cual tiene que tener un tiempo de vida prolongada, tomando en cuenta que debe ser sometida a mantenimiento.
7. **Seguridad:** evaluar cómo se comporta la estructura cuando es sometida al límite y garantizar la seguridad cuando esté o no trabajando sin dejar de lado la seguridad de la persona que la esté operando.

2.3 SELECCION DE ALTERNATIVAS

La selección de alternativas es un proceso en el cual se escoge la mejor opción que cumpla con los parámetros ya estipulados anteriormente para la estructura, tomando en cuenta ventajas y desventajas de cada una de las opciones que se ha escogido. El criterio a usar para la selección, va ser según el grado de importancia. Así se presentan tres alternativas con sus ventajas y desventajas que se describen a continuación:

2.3.1 ALTERNATIVA A, ELEVADOR EN CANTILIVER SOPORTADO POR UNA COLUMNA

Este tipo de grúa levanta y transporta material en un rango de 360° o semicírculos de 200° alrededor de su soporte base. En el brazo de la misma se pueden instalar polipastos, manipuladoras, o equilibradores.

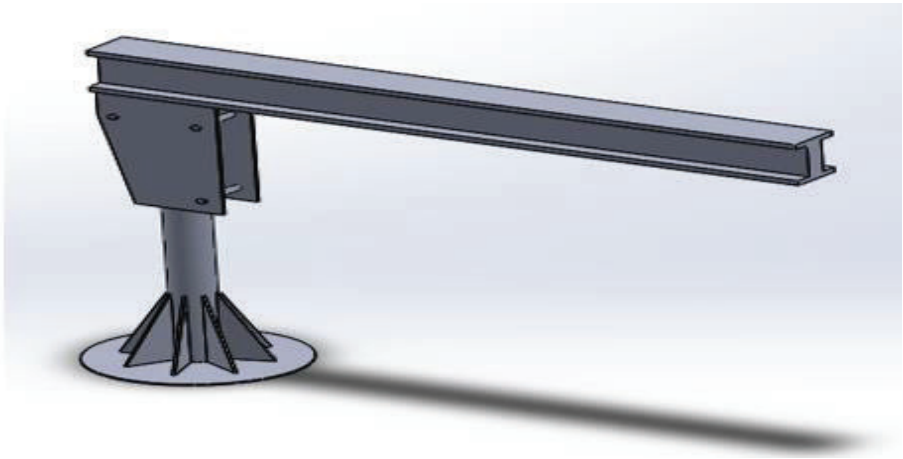

Figura 2. 1 Elevador en cantiliver soportado por una columna
Fuente: Propia

En la figura 2.1 se observa un elevador tipo de bandera usado con frecuencia en la industria.

Ventajas

- Maximizan el espacio ya que este tipo de grúas están empotradas a la pared.
- Estas grúas se pueden adaptar a exteriores.
- Movimiento vertical y horizontal.
- Es económica.

Desventajas

- No tiene gran capacidad de carga
- Corta vida útil
- Necesita mucho sobrepeso
- Precisión el momento de su operación

2.3.2 ALTERNATIVA B, ELEVADOR EN CANTILIVER SOPORTADO POR UN PÓRTICO TRIDIMENSIONAL

Un pórtico es una estructura que está unida por vigas y columnas de manera rígida, y está gobernado por flexión. Partiendo de esto se puede plantear esta alternativa.

“La grúa-pórtico es un aparato de elevación compuesto por dos o cuatro postes que elevan una estructura puente por donde circula el mecanismo de elevación.

El movimiento transversal se lleva a cabo en la viga puente, elevada, sobre unos carriles metálicos dispuestos a tal efecto. El movimiento vertical se realiza a través del mecanismo de elevación[20].”

A continuación en la figura 2.2 se observa un elevador tipo pórtico tridimensional.

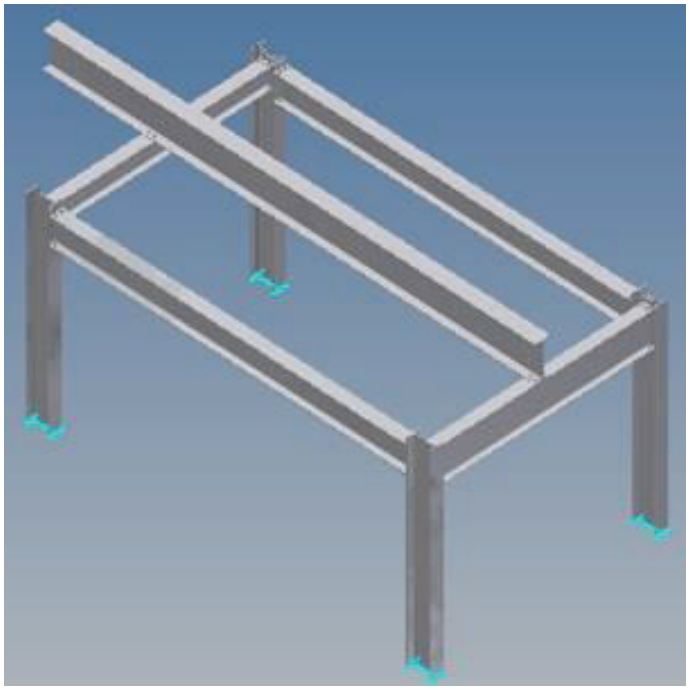

Figura 2. 2 Elevador en cantiléver soportado por un pórtico tridimensional
Fuente: Propia

Ventajas

- Facilidad de construcción
- Fácil obtención de materiales
- Facilidad de montaje.
- Movimiento vertical y horizontal.
- Es económica.
- Gran capacidad de carga
- Facilidad en su manejo

[20] http://dim.usal.es/areaim/guia%20P.%20I/portico%20grua.htm

Desventajas

- Necesita de contrapeso
- No cuenta con una gran estabilidad
- Puede producirse pandeo en sus columnas

2.3.3 ALTERNATIVA C, ELEVADOR TIPO TIJERA

Este tipo de elevador está constituido por pistones los cuales elevan la carga hasta la altura requerida. Consta de dos brazos para mejorar la ergonomía durante la elevación, y estructura metálica la cual soporta el peso del material.

En la figura 2.3 se observa un elevador tipo tijera.

Figura 2. 3 Elevador tipo tijera

Ventajas

- Fácil instalación sujeta al piso por pernos de anclaje
- Circuito hidráulico que garantiza la seguridad
- Bajo costo de operación
- No ocupa mayor espacio físico

Desventajas

- La máxima elevación que puede llegar es de 1900mm
- Tiene baja rigidez

2.3.4 CRITERIOS DE LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

Los criterios a ser evaluados son capacidad máxima de elevación, capacidad máxima de carga, facilidad de construcción y montaje, costo, resistencia, y la seguridad.

2.4 MÉTODO DE SELECIÓN DE ALTERNATIVAS

Para la selección de la alternativa que más se acople a nuestras necesidades se procede a realizar el producto de dos matrices para cada una de las alternativas ya planteadas. La primera de estas matrices se califica cada alternativa de acuerdo a la diferencia de criterios de selección. La segunda matriz es formada por los valores ponderados de cada uno de los diferentes criterios.

Para la calificación se tiene una escala en la que se representa 10 bueno, y 1 malo. Se procede de tal forma que se evalúan los parámetros ya señalados, para obtener la mayor puntuación y de esta forma la alternativa más idónea.

Tabla 2. 1 Codificación de alternativas

CÓDIGO	ALTERNATIVAS
A	Elevador en cantilever soportado por una columna.
B	Elevador en cantilever soportado por un pórtico tridimensional.
C	Elevador tipo tijera

Fuente: Propia

Tabla 2. 2 Codificación de alternativas

CÓDIGO	CRITERIO	PONDERACION
I	Capacidad máxima de elevación	20%
II	Capacidad máxima de carga	20%
III	Facilidad de construcción	15%
IV	Facilidad de montaje	15%
V	Costo	10%
VII	Resistencia	10%
VI	Seguridad	10%
	Total	100%

Fuente: Propia

Tabla 2. 3 Calificación de alternativas, en base a criterios de evaluación

Alternativa / Criterio	**I**	II	III	IV	V	VI	VII
A	5	5	6	6	8	6	5
B	9	9	8	8	8	7	8
C	5	5	6	8	5	6	6
Suma	19	19	20	22	21	19	19

Fuente: Propia

De lo analizado hasta este momento se puede ver que la mejor alternativa es la B ya que alcanza la calificación más alta que es 57.

Tabla 2. 4 Normada de alternativas, en base a criterios de evaluación.

Alternativa / Criterio	**I**	II	III	IV	V	VI	VII
A	0,28	0,28	0,3	0,27	0,38	0,32	0,26
B	0,44	0,44	0,4	0,36	0,38	0,37	0,42
C	0,28	0,28	0,3	0,36	0,24	0,32	0,32
Suma	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Propia

Tabla 2. 5 Resultado de la selección de alternativas.

CÓDIGO	ALTERNATIVAS	RESULTADO
A	Elevador en cantiléver soportado por una columna.	0,30
B	Elevador en cantiléver soportado por un pórtico tridimensional	0,40
C	Elevador tipo tijera	0,30
	TOTAL	1,00

Fuente: Propia

Del análisis realizado anteriormente se puede concluir que la opción que mejor cumple con los parámetros estipulados es un "ELEVADOR EN CANTILEVER SOPORTADO POR UN PÓRTICO TRIDIMENSIONAL".

Una vez escogido la alternativa más idónea para nuestro propósito se procede a desarrollar la funcionalidad de la estructura, materiales, normas, tipología de la misma.

2.5 SELECCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL PÓRTICO

Una vez hecha la selección del tipo de elevador, se debe seleccionar el tipo de pórtico que se va emplear, para ello se cuenta con cuatro tipos que son:

- Pórticos simétricos rectangulares.
- Pórticos trapezoidales simétricos.
- Pórticos simétricos de dos vertientes.
- Pórticos parabólicos simétricos.

No siendo necesario el uso de matrices de doble entrada para la selección del tipo de pórtico ya que en esta ocasión la solución más óptima está a simple vista el pórtico que se va usar es el simétrico rectangular. Este tipo de pórtico cuenta con

vigas horizontales en su parte superior que es lo más idóneo para el elevador modular de carga.

2.6 TIPO DE PERFILES PARA LAS COLUMNAS Y LAS VIGAS.

Para el presente proyecto se usaran perfiles W por las siguientes razones:

- El costo de un perfil W es más barato y esto favorece a la economía del proyecto.
- El perfil nos brinda mayor seguridad debido a que cuenta con un buen momento de inercia.
- La carga que se va izar es de 2 toneladas razón por la cual está bien el uso de este tipo de perfiles para las columnas, y no de celosías armada por ejemplo ya que para estas se emplea más materiales.
- El perfil se puede encontrar en el mercado listo, y listo para su montaje.

De lo dicho anteriormente se puede generalizar que se usaran el perfil W para la construcción de los pórticos que conforman el elevador modular de carga.

2.7 TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

So opta por una estructura tipo pórtico, que es la que permite el desplazamiento vertical y horizontal de las carga. Además el pórtico es un sistema estructural formado por columnas y vigas. Elementos como el trolley y el polipasto serán adquiridos en el mercado nacional. El diseño de este elevador de carga se basara en el cálculo y dimensionamiento de la viga principal.

2.8 SELECCIÓN DEL ACERO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Como bien se sabe el diseño del elevador modular de carga será hecho enteramente en acero, como ya se habló secciones anteriores sobre las propiedades de dicho material, y sabiendo que es uno de los materiales líderes en la industria de la construcción es necesario especificar el acero que se va usar en el diseño.

MATERIAL DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

Los materiales disponibles en el mercado para el diseño del elevador pueden ser:

- **Acero ASTM A36**: Usado para elementos que no están sometidos a grandes esfuerzos, en edificaciones, galpones. Usado también en la elaboración de perfiles en caliente.
- **Acero ASTM A572 (Grado 50):** Este acero de baja aleación y alta resistencia recomendado y usado principalmente en estructuras remachadas, soldadas y cuentan con una mejor resistencia a la corrosión que un simple acero al carbono.
- **Acero ASTM A588 (Grado 50):** De la misma manera es un acero de baja aleación y alta resistencia usado a la intemperie. La alta resistencia de este tipo de acero la debe a materiales aleantes tales como: columbio, vanadio, cromo, silicio, níquel, además de contener carbono y magneso. Usado en la actualidad en la industria para la construcción debido a que disminuye el peso de las mismas y tienen mayor durabilidad. Además que su resistencia a la corrosión es mucho mayor que la de los aceros al carbono, este acero se lo puede usar sin ningún tipo de recubrimiento (pintura)[21].

Debido a las grandes prestaciones que nos ofrece el acero ASTM A588 es el seleccionado para desarrollar este proyecto.

2.9 MATERIAL DE APORTE EN LA SOLDADURA

Para las juntas soldadas se usaran dos tipos de electrodos E6010 para realizar el pase de raíz, y el electrodo E7018 para los siguientes pases a continuación se proporciona la información necesaria sobre los mismos.

E6010: Es un electrodo con polvo de hierro en el revestimiento lo favorece a una aplicación más fácil, y una velocidad mayor de depósito, está diseñado con el fin de lograr óptimos resultados prácticos. Tiene un campo de aplicación muy alto se

[21] http://www.acesta.com.mx/boletin/5/Grados_Tipos_Aceros.pdf

puede soldar en todas las posiciones, entre sus usos se tiene: estructuras, tuberías de presión, barcos, estanques, cañerías[22].

E7011: Electrodo básico con un contenido de hidrogeno muy bajo, excelente soldadura en general. Entre sus usos se tiene: estructuras, calderos, aceros difíciles, grúas, tuberías[23].

2.10 SELECCIÓN DEL POLIPASTO Y TROLLEY

Los parámetros para la selección del polipasto y el trolley son:

1. **Costo:** Que tenga un valor accesible.
2. **Funcionalidad:** Que las especificaciones técnicas cumplan con los requerimientos, y que sea fácil de transportar.
3. **Seguridad:** El equipo debe ser seguro para el operario y para todas las personas que trabajan en su entorno.
4. **Velocidad de desplazamiento:** El tiempo que se demora el equipo en realizar los movimientos.

2.10.1 SELECCIÓN DEL POLIPASTO

De lo descrito en el capítulo dos se cuenta con tres tipos de polipastos, los mismos que son:

Tabla 2. 6 Alternativas de Polipastos.

CÓDIGO	ALTERNATIVAS
A	Polipasto Manual
B	Polipasto Neumático
C	Polipasto Eléctrico

Fuente: Propia

Para la selección del polipasto y el trolley o carro se llevara a cabo usando el mismo método que se usó para seleccionar el tipo de elevador.

[22] http://www.indura.net/_file/file_1714_6010.pdf
[23] http://www.lincolnelectric.com/assets/global/Products/ConsumableEU_StickElectrodes-Lincoln-Lincoln7018-1/LINCOLN70181-es.pdf

Tabla 2. 7 Codificación de alternativas del polipasto.

CÓDIGO	CRITERIO	PONDERACION
I	Costo	10%
II	Funcionalidad	40%
III	Seguridad	30%
IV	Velocidad de desplazamiento	20%
	Total	100%

Fuente: Propia.

Tabla 2. 8 Calificación de alternativas, en base a criterios de evaluación del polipasto.

Alternativas / Criterio	**I**	II	III	IV
A	4	4	4	4
B	6	6	8	8
C	8	8	8	8
Suma	18	18	20	20

Fuente: Propia

Tabla 2. 9 Normada de alternativas, en base a criterios de evaluación del polipasto.

Alternativas / Criterio	**I**	II	III	IV
A	0,2	0,2	0,2	0,2
B	0,3	0,3	0,4	0,4
C	0,4	0,4	0,4	0,4
Suma	1	1	1	1

Fuente: Propia.

Tabla 2. 10 Resultado de la selección de alternativas del polipasto.

CÓDIGO	ALTERNATIVAS	RESULTADO
A	Polipasto Manual	0,16
B	Polipasto Neumático	0,37
C	Polipasto Eléctrico	0,42
	TOTAL	1,0

Fuente: Propia.

De lo expuesto anteriormente y en la tabla 2.10 se puede ver que la mejor alternativa es el polipasto eléctrico que es el que se va usar en este proyecto.

2.10.2 SELECCIÓN DEL TROLLEY

Para seleccionar el trolley o carro se cuenta con las alternativas que se muestran en tabla 2.11.

Tabla 2. 11 Alternativas de trolley

CÓDIGO	ALTERNATIVAS
A	Trolley de Empuje
B	Trolley de Engranajes
C	Trolley Eléctrico

Fuente: Propia

Los criterios de selección son los siguientes:

Tabla 2. 12 Codificación de alternativas polipasto.

CÓDIGO	CRITERIO	PONDERACION
I	Costo	40%
II	Funcionalidad	30%
III	Seguridad	20%
IV	Velocidad de desplazamiento	10%
	Total	100%

Fuente: Propia

Tabla 2. 13 Calificación de alternativas, en base a criterios de evaluación del Trolley

Alternativas / Criterio	I	II	III	IV
A	4	8	2	4
B	8	8	6	6
C	6	6	8	8
Suma	18	22	16	18

Fuente: Propia.

Tabla 2. 14 Normada de alternativas, en base a criterios de evaluación del Trolley.

Alternativas / Criterio	I	II	III	IV
A	0.2	0.4	0.1	0.2
B	0.3	0.4	0.4	0.3
C	0.4	0.3	0.5	0.4
Suma	1	1	1	1

Fuente: Propia.

Tabla 2. 15 Resultado de la selección de alternativas del Trolley.

CÓDIGO	ALTERNATIVAS	RESULTADO
A	Trolley de Empuje	0,23
B	Trolley de Engranajes	0,38
C	Trolley Eléctrico	0,39
	TOTAL	1,0

Fuente: Propia.

De lo expuesto en la tabla 2.15 se puede ver que no hay gran diferencia entre el trolley eléctrico y el de engranajes. El trolley seleccionado es el eléctrico, en el mercado nacional lo se encuentra sin ningún problema.

2.11 CÓDIGOS, NORMAS, Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO.

Cuando se realiza la construcción de una estructura de cualquier tipo, es necesario que cumplan con códigos, normas y especificaciones del sitio donde se va a construir. Se deben establecer las normas, especificaciones locales o internacionales que justifiquen el cálculo y el diseño de la obra cumpliendo con lo establecido en ellas.

El fin de aplicar dichas normas, especificaciones, códigos es para obtener una estructura funcional, segura y que cumpla con las expectativas planteadas al inicio del proyecto y satisfaga las necesidades del propietario.

La documentación usada en este proyecto es:

- Materiales

ASTM A588/A588M Especificación estándar para alta resistencia y baja aleación Acero Estructural, hasta 50 ksi. Mínimo Punto de Rendimiento, con la resistencia a la corrosión atmosférica.

Aceptación de plancha de acero estructural tipificado en la norma INEN 114, y la verificación de tolerancias en dimensiones y espesores se realizará bajo la norma INEN 115[24].

[24] CACERES D., TRUJILLO C.: “Diseño de un puente tipo atirantado para tráfico vehicular sobre la quebrada del compadre Huaico”; TESIS FIM; E:P:N; 2006

NTE INEN 2617:2012 hormigón de cemento hidráulico. Agua para mezcla. Requisitos.

RTE INEN 178 “Pernos De Anclaje Expandibles Para Concreto”

- Diseño

AISC American Institute of Steel Construction

NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción

- Soldadura

AWS D1.1 AMERICAN WELDING SOCIETY; Structural Welding Code-Steel; 2006.

La norma AWS D 1.1 que es la que se usa en la fabricación de estructuras metálicas.

- Pintura

RTE INEN 061 “PINTURAS”, NTE INEN 1045; Pintura anticorrosiva. Esmalte alquidico brillante. Requisitos.

CAPÍTULO 3

CÁLCULO SIMULACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se debe tener en cuenta algunas consideraciones:

- El diseño no es un análisis exacto como el cálculo, el diseño se basa en suposiciones, consideraciones, iteraciones las cuales deben ser comprobadas posteriormente.
- Las suposiciones y consideraciones usadas están basadas en consultas bibliográficas, que permitan acercar las mismas a valores reales.
- Para obtener los resultados planteados en este proyecto, el procedimiento de diseño es una combinación del cálculo manual y el uso de los paquetes informáticos SAP 2000 Y AUTODESK INVENTOR PROFESSIONAL. Para el diseño de los elementos que constituyen el elevador modular se usa el cálculo manual y se corrobora los resultados obtenidos con dichos programa.

Teniendo en cuenta las consideraciones ya expuestas en este capítulo se lleva a cabo el cálculo y diseño de todos los miembros estructurales que conforman el elevador modular de carga usando la teoría expuesta en capítulos anteriores.

3.2 DIMENSIONAMIENTO PREVIO DEL ELEVADOR

Con lo descrito en capítulos anteriores, a continuación se presentan los diferentes parámetros como son forma, capacidad, dimensionales que debe cumplir el elevador modular.

Tabla 3. 1 Características principales del elevador.

Ítem	Características
Forma de la estructura	Tipo pórtico
Altura columnas	2m
Longitud vigas (2)	4m
Longitud viga de izaje	5.5m
Longitud vigas (2)	2.5m
Perfiles vigas	Tipo W o similares laminadas en caliente
Acero	ASTM A588 grado 50
Placas para Uniones	Perfiles L
Tipo de cable	Cable de acero

Fuente propia

En la tabla 3.1 se presentan las características principales del elevador modular

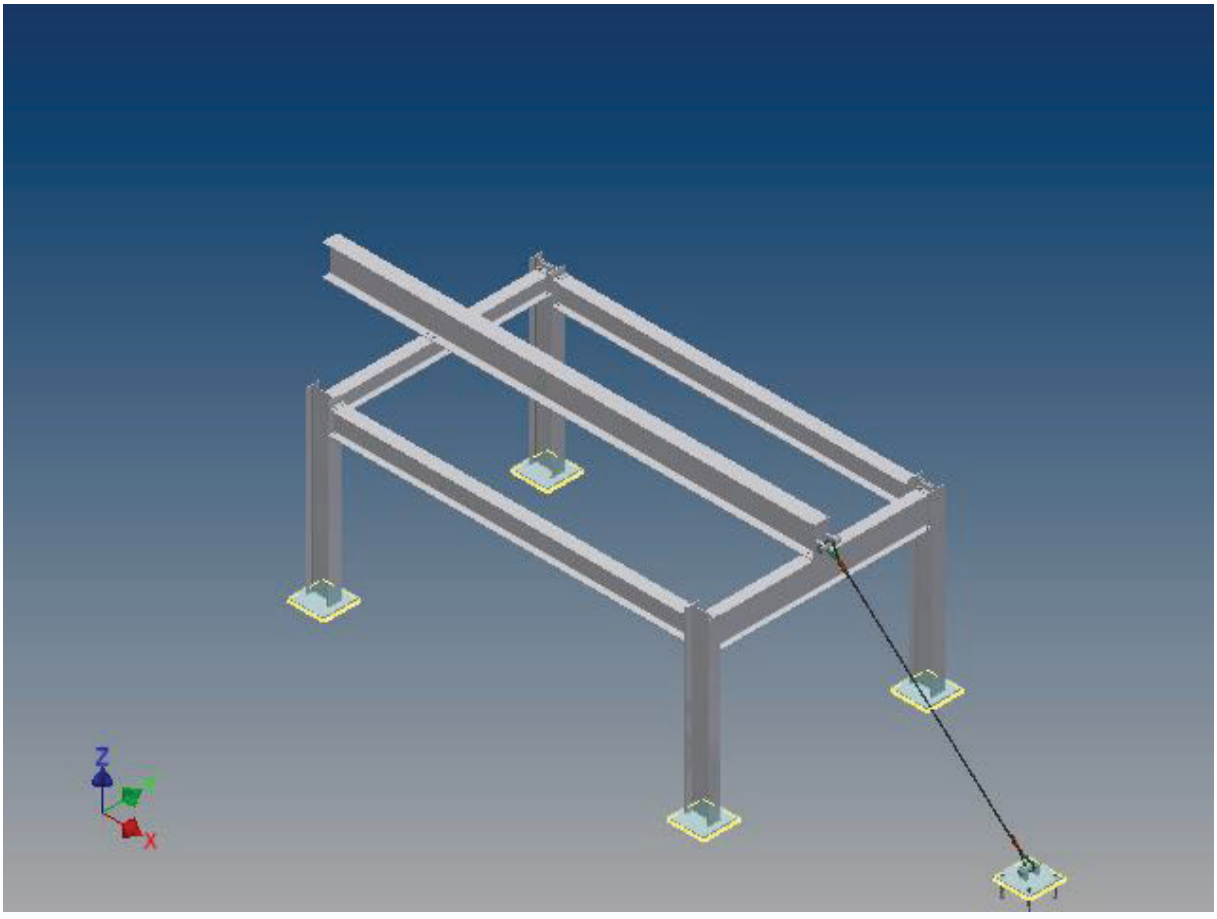

Figura 3. 1 Elevador modular de carga

Fuente: Propia

El esquema que está representado en la figura 3.1 del elevador modular de carga es el que será usado en los cálculos. Vale la pena recalcar que en el esquema no

se encuentran algunos detalles que cuando se finalice el diseño deben ser seleccionados y agregados.

3.2.1.1 CÁLCULO DE LA CARGA DE SEGURIDAD W_S

Basándonos en lo expuesto en el capítulo dos acerca de la carga de seguridad se procede a calcular la misma con la siguiente ecuación:

$$W_S^{"} = 0.3 * W_{pp} \qquad \text{Ec 2. 1}$$

$$W^{"}_S = 0.3 * 27.6\ kN$$

$$W_S^{"} = 8.28\ KN = 844.3\ kg$$

3.2.1.2 CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA

Esta carga la se obtiene al sumar la carga de peso propio y la carga de seguridad:

$$D = W_{pp} + W_S^{"} \qquad \text{Ec. 4. 1}$$

$$D = 27.61kN + 8.28\ kN$$

$$D = 35.9\ kN \rightarrow D = 3.66T$$

3.3 CARGA EN LA VIGA PRINCIPAL

CARGA DE OPERACIÓN C_n

La carga de operación es la capacidad del elevador modular de carga a la cual se le agrega una carga adicional de modo de sobrecarga que se puede asumir del 25% al 30% (Según recomendaciones estructurales) de la carga nominal con fines de cálculo de esta manera nuestra carga de operación será:

$$C_n = 2000 + 2000 * 0.25$$

$$C_n = 2500\ kg$$

3.4 CÁLCULO DE LA VIGA PRINCIPAL

Para el cálculo de la viga principal esta será analizada como una viga continua.

Como se puede ver en la figura 3.2 la viga hacer analizada va ser la ABC, las cargas que actúan son una puntual P y una distribuida q cual se puede observar en la figura 3.3.

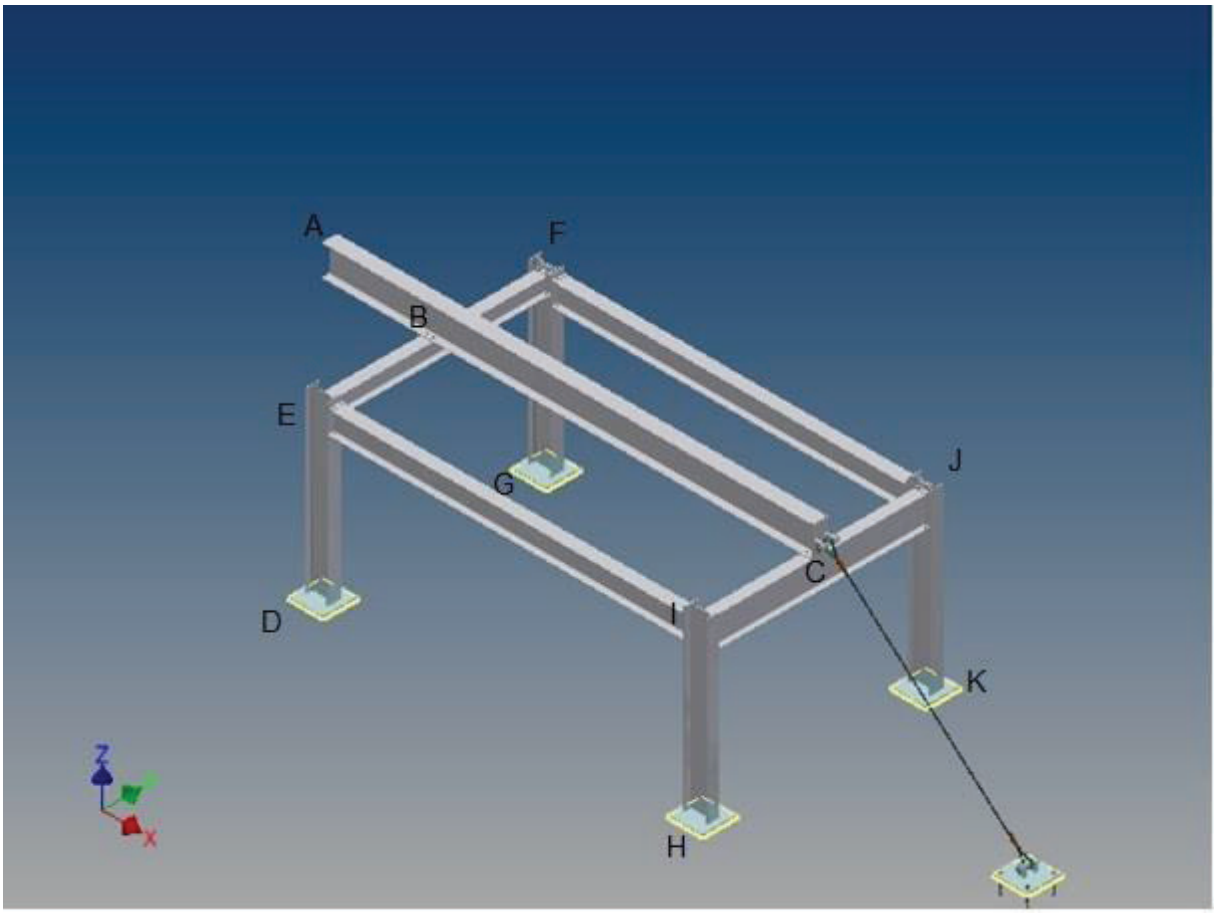

Figura 3. 2 Identificación de la viga principal y de los pórticos de análisis
Fuente: Propia[25].

En la figura 3.2 se puede identificar la viga principal que es la viga ABC la cual se procede a calcular como una viga continua, en la cual actúa una carga puntual P y una carga distribuida de q, lo que se puede observar a continuación en la figura 3.3.

[25] AUTODESK Inc., "INVENTOR Professional", Viga Principal y pórticos del elevador modular de caraga.

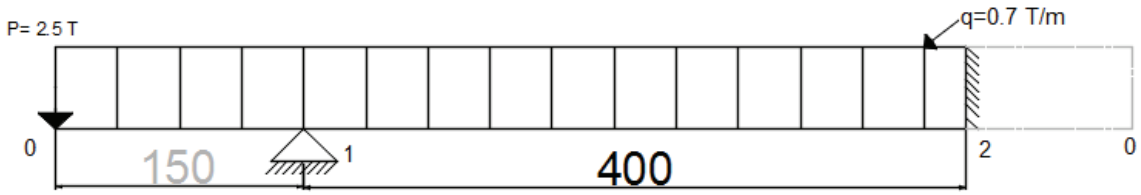

Figura 3. 3 Viga principal del elevador modular de carga.
Fuente: Propia

Tramo 1–2–0

Para el análisis de la viga principal se conoce los siguientes datos el valor de la carga distribuida es de $q = 0{,}7\ T\text{-}m$, el valor de la carga puntual $P = 2.5\ T$.

Realizando sumatoria de momentos en el punto 1 se tiene:

$$\sum M_1 = 0 \ \rightarrow P * 1.5m \ + q\frac{L^2}{2} = M_1$$

$$M_1 = 2.5 * 1.5 + 0.7\frac{1.5^2}{2} \rightarrow \ M_1 = -4.54\ T * m$$

Se aplica el método de los tres momentos sabiendo que el tramo que se aumentó con el fin de realizar el análisis es 0 se puede observar en la figura 3.3.

$$L_i M_1 + 2(L_i + L_d)M_2 + L_d M_3 = -6EI(\alpha_i + \alpha_d)$$

$$L_i M_1 + 2(L_i)M_2 = -6EI(\alpha_i)$$

Donde:

$L_i = 4\ m$

$M_1 = -4.54\ T * m$

$$\alpha_i = \frac{qL^3}{24EI} = \frac{0.7 * (4)^3}{24EI} = \frac{28}{15EI}$$

Reemplazando y resolviendo la ecuación para hallar M_2 se tiene:

$$4 * -4.54 \ + 2(4)M_2 = -6EI * \frac{28}{15EI}$$

$$-18.16 \ + 8M_2 = -\frac{56}{5}$$

$$M_2 = 0.87T * m$$

Reacciones.

Figura 3. 4 Reacciones tramo 1- 2
Fuente: Propia

$$V_1 = V_2$$

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow V_2 = \frac{M_2 - M_1}{L} \rightarrow V_2 = \frac{0.87 - (-4.54)}{4} \rightarrow V_2 = 1.35\,T$$

Reacciones por fuerzas externas

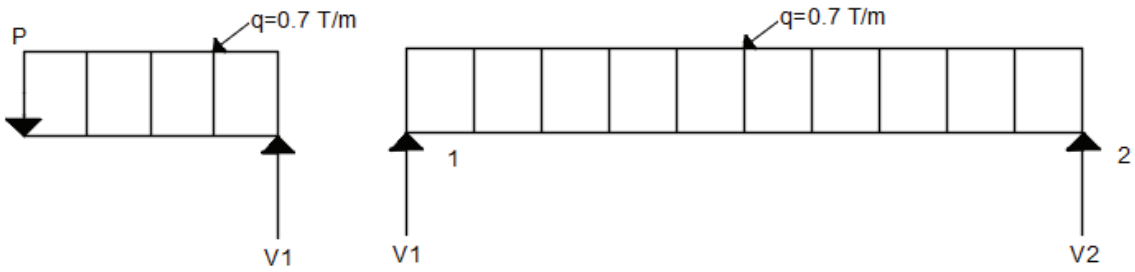

Figura 3. 5 Reacciones en el tramo 1 – 2 causados por fuerzas externas
Fuente: Propia

$$V_1 = \frac{qL}{2} + 2.5 \rightarrow V_1 = 3.55T$$

$$V_1 = V_2 = \frac{qL}{2} \rightarrow V_1 = 1.4T$$

Figura 3. 6 Reacciones totales en la viga
Fuente: Propia

$$R_1 = 1.5 + 1.4 + 3.55 = 6.3T$$

$$R_2 = 1.4 - 1.35 = 0.05T$$

Una vez encontrados los valores de todas las reacciones que actúan sobre la viga se procede a realizar los diagramas de cortante, y de momentos.

Diagramas de cortante y momento.

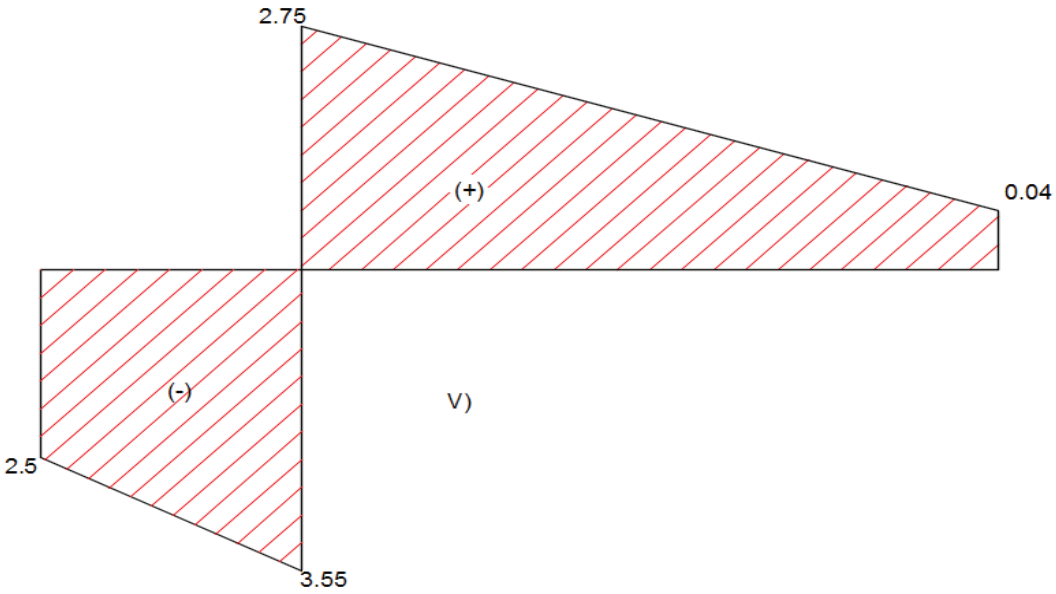

Figura 3. 7 Diagrama de cortante de la viga principal
Fuente: Propia

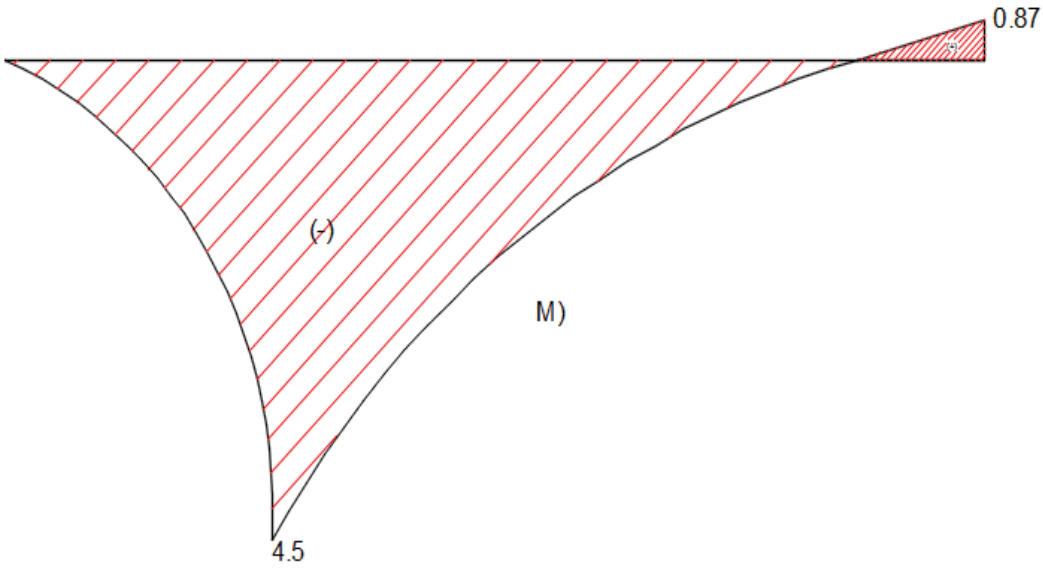

Figura 3. 8 Diagrama de momentos de la viga principal
Fuente: Propia

En las figuras 3.7 y 3.8 se puede observar los diagramas de cortante y momento. Una vez obtenidos los diagramas de cortante y de momentos se diseña la viga usando el momento máximo.

DISEÑO DE LA VIGA

Usando las ecuaciones del capítulo dos y los siguientes datos, se procede a diseñar la viga.

$M_{máx} = 415.6\ klb * pulg$

$L = 5.5m = 216.54\ pulg$

$Sy = 50ksi$

1. **Viga Simple.**

$F_b = 0.66 * Sy$

$F_b = 0.66 * 50 = 33ksi$

2. **Módulo de Sección.**

$f_b = \frac{M_{máx}}{S} \leq F_b$

$Sxx = \frac{M}{0.66Sx} = \frac{415.6}{33} = 12.59pulg^3$

3. **Se busca el módulo de un perfil superior al determinado.**

Tabla 3. 2 Perfiles seleccionados para el análisis.

Perfil	$Sxx\ (pulg^3)$	$L_C(pulg)$	$L_U(pulg)$
W14x30	42	72.04	116.65
W14x26	35.3	51.18	60.70
W14x22	29	53.76	48.18
W12x14	14.9	40.33	29.9

Fuente: Propia.

Se compara los valores de longitud última (L_f) con la longitud de la viga.

$$L = 216.54\ pulg \rightarrow L > L_f$$

Todos los casos se rigen al caso 3 descrito en la sección 1.15.1.3

4. Calculo del esfuerzo permisible.

Para llevar a cabo el cálculo del esfuerzo admisible se debe calcular el radio de giro,

- Se determina la esbeltez a flexión de cada perfil usando la ecuación

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \qquad \textbf{Ec 1. 64}$$

Tabla 3. 3 Radio y esbeltez de cada perfil usado para el análisis.

	W14x30	W14x26	W14x22	W12x14
$\boldsymbol{r(pulg)}$	1.54	1.14	1.12	0.86
$\boldsymbol{\lambda_f}$	140.61	189.94	193.33	251.79

Fuente: Propia

- Se determina el factor de gradientes con la siguiente ecuación

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

$C_b = 1$ Porque el momento máximo no se encuentra en ninguno de los extremos de la viga.

$$C_b = 1 \leq 2.3$$

- Determinación de los límites superior e inferior de esbeltez.

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3xC_b}{Sy}}$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3xC_b}{Sy}}$$

Como se dijo anteriormente $C_b = 1$ por lo tanto los límites son:

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3}{50}} = 45.16$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3}{50}} = 100.1$$

Con el valor de los límites de esbeltez se puede ver que se trata del caso 3.3.

$$\lambda_f > L_f$$

$$F_b = \frac{12x10^3 C_b}{L\left(d/A_f\right)}$$

Una vez conocido el caso con el que se va a calcular se procede a calcular el valor admisible del esfuerzo a flexión.

Tabla 3. 4 Valor de esfuerzo permisible para los perfiles seleccionados.

$F_b = \frac{12x10^3 C_b}{L\left(d/A_f\right)}$	**W14x30**	**W14x26**	**W14x22**	**W12x14**
	10.52	8.40	6.75	4.15

Fuente: Propia

5. Cálculo del esfuerzo real

Tabla 3. 5 Valor del esfuerzo real de los perfiles seleccionados.

$f_b = \frac{M_{máx}}{Sxx}$	**W14x30**	**W14x26**	**W14x22**	**W12x14**
	9.89	11.77	14.33	27.89

Fuente: Propia

6. Cálculo del índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$$

Tabla 3. 6 Cálculo del índice de trabajo.

$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$	**W14x30**	**W14x26**	**W14x22**	**W12x14**
	0.94	1.4	2.12	6.7

Fuente: Propia

En la tabla 3.6 se puede observar los índices de trabajo de los perfiles analizados se puede concluir que el perfil seleccionado para la viga principal es el W14x30 el cual cumple con los parámetros establecidos.

3.5 CÁLCULO DE LOS PÓRTICOS DEL ELEVADOR MODULAR

Para poder desarrollar el cálculo de los pórticos se analizarán por medio del método de la rigidez, de tal manera que se indicara el desarrollo en su totalidad de uno de los pórticos que servirá de ejemplo de cálculo para de esta manera obtener las vigas y las columnas, para los siguientes pórticos únicamente se indicara los diagramas obtenidos y datos tales como cargas en columnas, momento máximo, etc.

Para iniciar el análisis en la figura 3.2 se puede identificar los distintos pórticos que se van a calcular.

3.5.1 CÁLCULO DEL PÓRTICO DEFG

En la figura 3.9 se puede observar el pórtico a calcular y como actúa la fuerza y el momento que se genera al ser trasladado dicha fuerza.

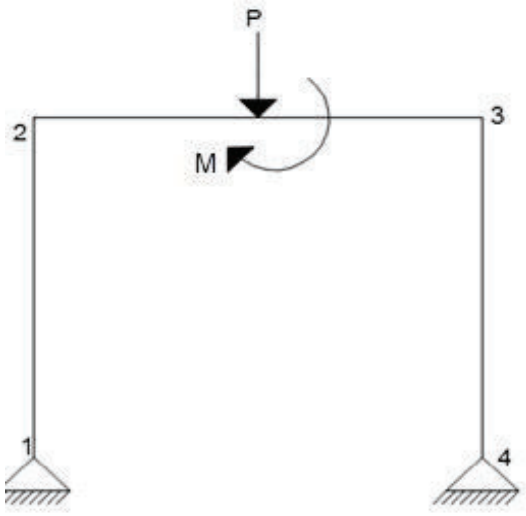

Figura 3. 9 Pórtico DEFG
Fuente: Propia

Para llevar a cabo el análisis se analiza por partes el pórtico, y numerando los nodos teniendo como datos:

$$P = 2.5\,T, \qquad M = 3.75T * m$$

Tramo 1 – 2

Figura 3. 10 Tramo 1 - 2.
Fuente: Propia

Para el primer tramo hay tener en cuenta los siguientes datos:

$$K = \frac{3EI}{L}, b = \frac{3EI}{L^2}$$

$M_1 = m_1 - K\theta_1 - a\theta_2 - b_1\Delta$

Ya que la base de la columna no gira:

$M_1 = 0\ (1)$

$M_2 = m_2 - K\theta_2 - a\theta_1 - b_2\Delta$

$M_2 = -\frac{3EI}{2}\theta_2 (2)$

Tramo 2 – 3

Figura 3. 11 Tramo 2 - 3.
Fuente: Propia

$$K = \frac{4EI}{L}, b = \frac{6E}{L^2}$$

$M_2 = m_2 - K\theta_2 - a\theta_3 - b_2\Delta$

$m_2 = m_2(M) + m_2(P)$

$$m_2(M) = M_o \frac{b}{l^2}(2a - b) = M_o \frac{l/2}{l^2}\left(2\,l/2 - l/2\right) = M_o \frac{l/2}{l}$$

$$m_2(M) = \frac{M_o}{2} = \frac{3.75}{2} = 1.875\ T * m$$

$$m_2(P) = \frac{1}{8}Pl = \frac{1}{8}2.5 * 2.5$$

$$m_2(P) = \ 0.79\ T * m$$

$$m_2 = 1.875 + 0.79$$

$$m_2 = 2.65T * m$$

$$M_2 = 2.65 - \frac{4EI}{2.5}\theta_2\ (3)$$

$$M_3 = m_3 - K\theta_3 - a\theta_2 - b_3\Delta$$

$$m_3 = m_3(M) + m_3(P)$$

$$m_3(M) = 1.875\ T * m$$

$$m_3(P) = \ 0.79\ T * m$$

$$m_3 = -2.65T * m$$

$$M_3 = -2.65 - \frac{4EI}{2.5}\theta_3\ (4)$$

Tramo 3 – 4

Figura 3. 12 Tramo 2 - 3.
Fuente: Propia

$$K = \frac{3EI}{L}, b = \frac{3EI}{L^2}$$

$$M_3 = m_3 - K\theta_3 - a\theta_4 - b_4\Delta$$

$$M_3 = -\frac{3EI}{2}\theta_3\ (5)$$

$M_3 = 0\ (6)$

Para poder encontrar los valores se realiza una sumatoria de momentos en los nodos 2 y 3.

$$\sum M_2 = 0$$

$$M2_{1-2} + M2_{2-3} = 0$$

$$-\frac{3EI}{2}\theta_2 + 2.65 - \frac{4EI}{2.5}\theta_2 = 0$$

$$\theta_2 = \frac{0.85}{EI}$$

$$\sum M_3 = 0$$

$$M3_{2-3} + M3_{3-4} = 0$$

$$-2.65 - \frac{4EI}{2.5}\theta_3 - \frac{3EI}{2}\theta_3 = 0$$

$$\theta_3 = -\frac{0.85}{EI}$$

Una vez obtenidos estos valores son reemplazados en las ecuaciones 1 hasta 6 para obtener los momentos.

Tramo 1 – 2

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -\frac{3EI}{2} * \frac{0.85}{EI} = -1.28\ T * m$$

Tramo 2 – 3

$$M_2 = 2.65 - \frac{4EI}{2.5} * \frac{0.85}{EI} = 1.29\ T * m$$

$$M_3 = -2.65 - \frac{4EI}{2.5} * -\frac{0.85}{EI} = -1.29\ T * m$$

Tramo 3 – 4

$$M_3 = -\frac{3EI}{2} * -\frac{0.85}{EI} = 1.28\ T * m$$

$M_3 = 0$

Ya con los valores de los momentos, se realiza los diagramas de elemento nodo y nodo elemento aclarando que el diagrama que se va a usar es el de nodo elemento los cuales van a ser usados para obtener las reacciones que actúan sobre los elementos que forman el pórtico, y de esta manera realizar los diagramas de cortante y momentos para así con estos datos poder diseñar la viga y las columnas.

Momentos en el pórtico.

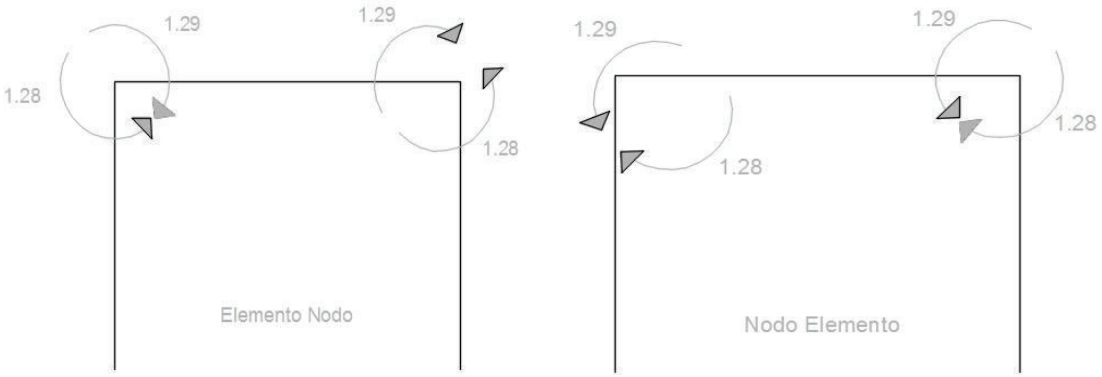

Figura 3. 13 Diagramas elemento nodo, nodo elemento.
Fuente: Propia

Reacciones.

Tramo 1- 2

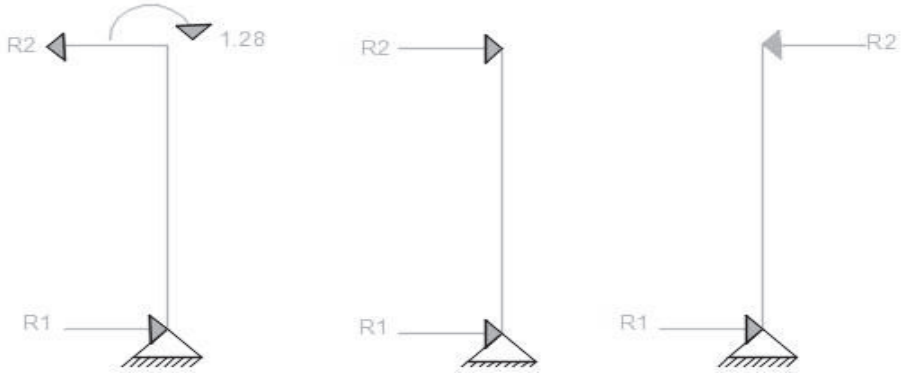

Figura 3. 14 Reacciones en el Pórtico tramo 1- 2
Fuente: Propia.

De la figura 3.14 se puede obtener:

$$R_1 = R_2 = \frac{1.28}{2} = 0.64 \rightarrow R_1 = R_2 = 0$$

Tramo 2- 3

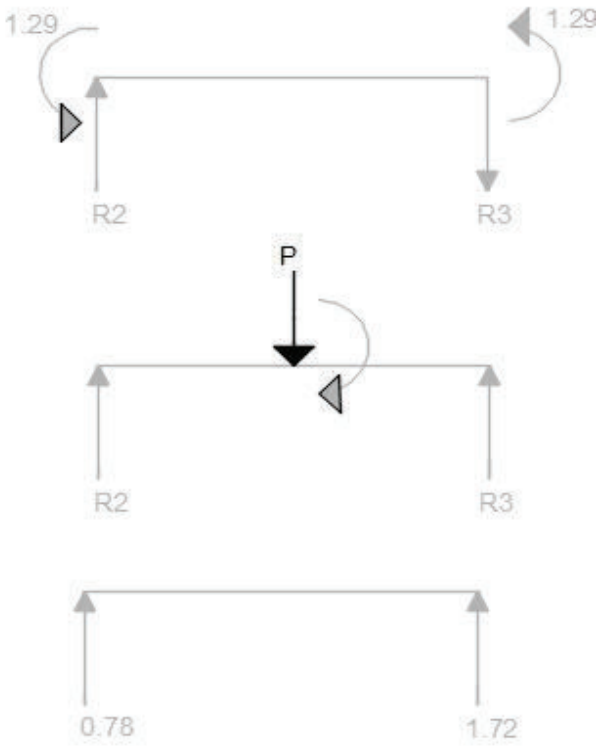

Figura 3. 15 Reacciones en el Pórtico tramo 2- 3
Fuente: Propia.

De la figura 3.15 Se puede obtener debido a las fuerzas exteriores que actúan en el tramo.

$$R_2 = R_3 = \frac{1.29 + 1.29}{2.5} = 1.032\ T$$

$$\sum F = 0 \rightarrow R_2 + R_3 = P$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow P\left({}^{2.5}/_{2}\right) + 3.75 = R_3(2.5)$$

$$R_3 = 2.75\ T, \qquad R_2 = -0.25T$$

Realizando las operaciones correspondientes con los valores obtenidos de las reacciones finalmente se tiene los valores de las mismas los cuales son:

$$R_2 = 0.78\ T, \qquad R_3 = 1.72\ T$$

Tramo 3- 4

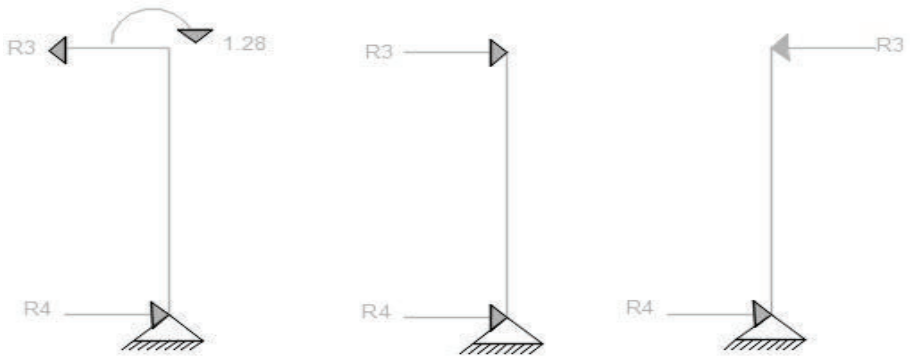

Figura 3. 16 Reacciones en el Pórtico tramo 3- 4
Fuente: Propia.

De la figura 3.16 Se puede obtener:

$$R_3 = R_4 = \frac{1.28}{2} = 0.64 \ \rightarrow R_3 = R_4 = 0$$

Diagramas de cortante y momento.

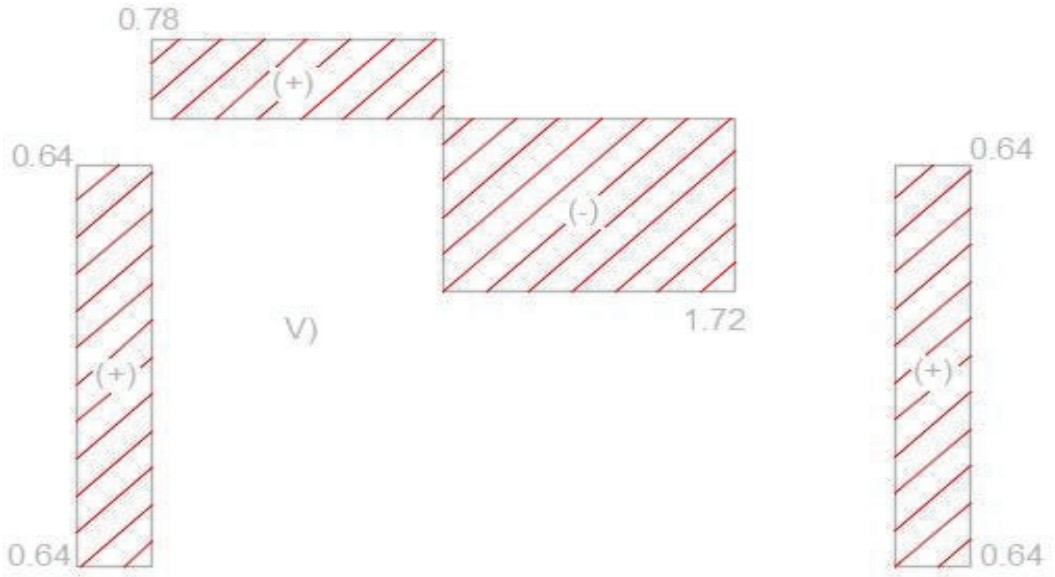

Figura 3. 17 Diagrama de Cortante Pórtico DEFG
Fuente: Propia.

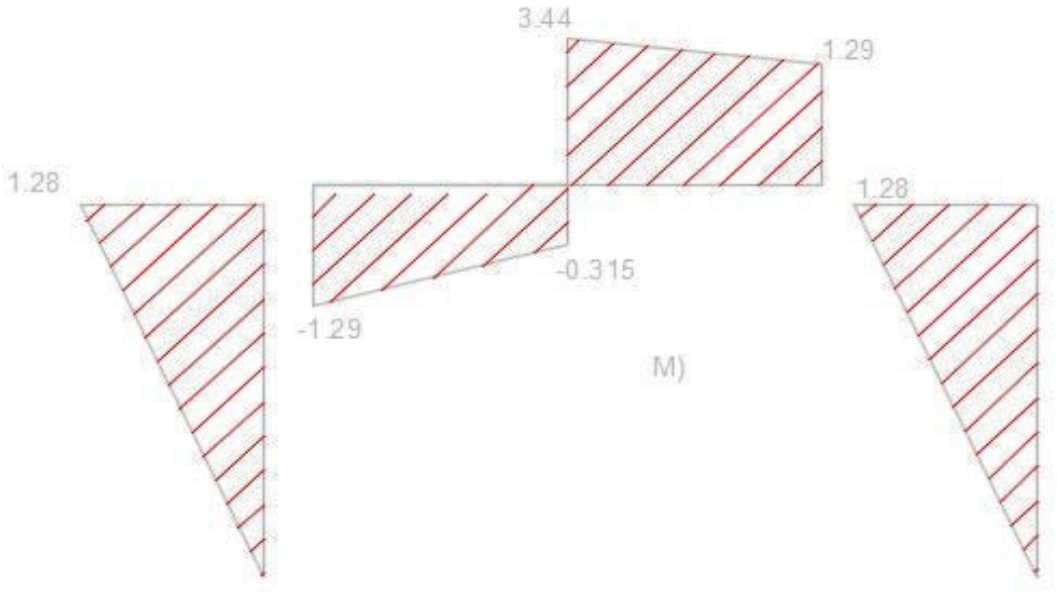

Figura 3. 18 Diagrama de Momentos Pórtico DEFG
Fuente: Propia.

Del diagrama de momentos figura 3.18 se obtiene el momento máximo el que es usado para el cálculo de la viga. Del diagrama de cortante se obtiene las cargas que actúan sobre las columnas con estos datos se procede a el cálculo de las mismas.

Los datos obtenidos de los diagramas son:

$M_{máx} = 3.44\ T\text{-}m = 3.44 * 86.6 = 297.9 klb * pulg$

$Carga\ columna\ (1) = 0.78\ T$

$Carga\ columna\ (2) = 1.72\ T$

3.5.1.2 DISEÑO DE LA VIGA PÓRTICO FRONTAL

Usando las ecuaciones del capítulo dos y los siguientes datos, se procede a diseñar la viga.

$M_{máx} = 297.9 klb\text{-}pulg$

$Carga\ columna\ (1) = 0.7\ T$

$Carga\ columna\ (2) = 1.8\ T$

$L = 2.5m = 98.4 pulg$

$Sy = 50 ksi$

1. **Viga Simple.**

$F_b = 0.66 * Sy$

$F_b = 0.66 * 50 = 33ksi$

2. **Módulo de Sección.**

$f_b = \frac{M_{máx}}{S} \leq F_b$

$Sxx = \frac{M}{0.66Sx} = \frac{297.9}{33} = 9.02pulg^3$

3. **Se busca el módulo de un perfil superior al determinado.**

Tabla 3. 7 Perfiles seleccionados para el análisis.

Perfil	$Sxx\ (pulg^3)$	$L_C(pulg)$	$L_U(pulg)$
W10x17	16.2	43.27	53.01
W10x15	13.8	43.16	43.37
W8x18	15.2	56.65	86.97
W8x15	11.8	43.38	63.56

Fuente: Propia.

Se compara los valores de longitud última (L_f) con la longitud de la viga.

$$L = 98.43\ pulg \rightarrow L > L_f$$

Todos los casos se rigen al caso 3 descrito en la sección 1.15.1.3.

4. **Calculo del esfuerzo permisible.**

- Se determina la esbeltez a flexión de cada perfil usando la ecuación

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \qquad \textbf{Ec 1. 65}$$

Tabla 3. 8 Radio y esbeltez de cada perfil usado para el análisis.

	W10x17	W10x15	W8x18	W8x15
$r(pulg)$	1.27	1.34	1.62	1.35
λ_f	77.48	73.43	60.74	72.88

Fuente: Propia

- Se determina el factor de gradientes con la siguiente ecuación

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

$C_b = 1$ Porque el momento máximo no se encuentra en los extremos de la viga.

$$C_b = 1 \leq 2.3$$

- Determinación de los límites superior e inferior de esbeltez.

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3xC_b}{Sy}}$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3xC_b}{Sy}}$$

Como se dijo anteriormente $C_b = 1$ por lo tanto los límites son:

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3}{50}} = 45.16$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3}{50}} = 100.1$$

Con el valor de los límites de esbeltez se puede ver que se trata del caso 3.2.

$$L_i < \lambda_f < L_f,\ F_b = \frac{12x10^3C_b}{L\left(d/A_f\right)}$$

Tabla 3. 9 Datos para el cálculo del esfuerzo permisible.

	W10x17	W10x15	W8x18	W8x15
$d(pulg)$	10.1	10.0	8.14	8.11
$b_f(pulg)$	4.01	4.00	5.25	4.02
$t_f(pulg)$	0.330	0.270	0.330	0.315
$A_f(pulg^2)$	1.32	1.08	1.73	1.27

Fuente: Manual de la AISC

Los valores admisibles para los perfiles considerados para la viga.

Tabla 3. 10 Valor de esfuerzo permisible para los perfiles seleccionados.

$F_b = \frac{12x10^3 x C_b}{L\left(d/A_f\right)}$	W10x17	W10x15	W8x18	W8x15
	15.93	13.17	25.91	19.09

Fuente: Propia

5. Cálculo del esfuerzo real.

Tabla 3. 11 Valor del esfuerzo real de los perfiles seleccionados.

$f_b = \frac{M_{máx}}{Sxx}$	W10x17	W10x15	W8x18	W8x15
	18.38	21.58	19.59	25.32

Fuente: Propia

6. Cálculo del índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$$

Tabla 3. 12 Cálculo del índice de trabajo.

$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$	W10x17	W10x15	W8x18	W8x15
	1.15	1.63	0.75	1.32

Fuente: Propia

Como se puede observar en la tabla 3.12 el perfil que cumple con los parámetros de diseño es el perfil W8x18, por lo tanto es el que se usara como viga frontal.

3.5.1.3 DISEÑO DE COLUMNAS FLEXO COMPRESIÓN

3.5.1.3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseños son:

Tabla 3. 13 Cargas a las que están sometidas los elementos.

Elemento	Carga
1 -2	0.78 T
3 -4	1.72 T

Fuente: Propia

3.5.1.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Análisis de Compresión

1. **Propiedades a ser consideradas para el diseño**

Tabla 3. 14 Propiedades del acero ASTM A588 grado 50

Propiedad	Descripción	Valor (ksi)
Sy	Esfuerzo de fluencia	50
E	Módulo de Elasticidad	29000
Su	Resistencia Última	65

Fuente: Propia

2. **Factor de ajuste de la longitud efectiva K**

Determinación de K_{1-2} y K_{3-4} como la columna esta rígida y existe la conexión con la viga en el apoyo superior es posible el uso del nomograma. $G_1 = G_2 = 1.0$ por ser un apoyo rígido.

$$G_{A,B} = \frac{\sum {E_C I_C}/{L_C}}{\sum {E_V I_V}/{L_V}} \qquad \textbf{Ec 1. 66}$$

$$G_B = \frac{{EI}/{2}}{{EI}/{2.5}} = \frac{2.5}{2} = 1.25$$

Con los valores de $G_A \; y \; G_B$ y usando el nomograma el valor de $K = 1.3$

3. **Longitud del elemento L**

Como ya se estableció previamente la geometría del pórtico la longitud de la columna:

$$L = 2m \ = 78.74\, pulg$$

4. **El esfuerzo permisible se asume**

$$f_a = 0.5xSy = f_{crit}$$

Esto ya que el diseño de la columna está orientado hasta el límite de pandeo elástico.

5. **Determinación del área de la sección**

$$f_a \leq F_a$$

$$\frac{P}{A} \leq 0.5xSy \rightarrow A \geq \frac{P}{0.5Sy}$$

Tabla 3. 15 Área de sección columnas primera iteración.

$\boldsymbol{P(klb)}$	$\boldsymbol{A(pulg)}$
3.79	0.15
1.716	0.068

Fuente: Propia

6. **Radio de giro de la sección**

Esto corresponde al radio de giro de fleje el cual tiene la misma inercia dirección que el eje de inercia del elemento. El cual se puede observar en la figura 3.20 acorde a la AISC el radio de giro es el rxx.

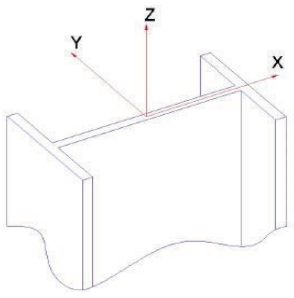

Figura 3. 19 Posicionamiento de la columna.

Para el análisis se han seleccionado dos perfiles los cuales son:

Tabla 3. 16 Perfiles primera iteración.

Perfil	Área Transversal $(pulg^2)$	$I_{XX}(pulg^4)$	$I_{YY}(pulg^4)$	$r_{XX}(pulg)$	$r_{YY}(pulg)$
W10x26	7.61	144	14.1	4.35	1.36
W10x22	6.49	118	11.4	4.27	1.33

Fuente: Manual AISC[26]

7. Cálculo de la relación de Esbeltez.

Tabla 3. 17 Esbeltez de los perfiles de análisis.

Perfil	$\lambda = {KL}/{r_{XX}}$
W10x26	23.53
W10x22	23.97

Fuente: Propia

8. Relación de esbeltez mínima para el pandeo elástico.

Para saber en qué parte de la columna de Euler se va a trabajar usando la ecuación 1.23 se obtiene la relación de esbeltez.

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} \qquad \textbf{Ec 1. 67}$$

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 * 29000}{50}} = 106.999$$

Del valor obtenido de la relación de esbeltez se puede decir que se va a trabajar en la zona dos de la curva de Euler.

Para el cálculo del esfuerzo crítico, y el esfuerzo admisible se lo realiza en función del criterio ${KL}/{r_{XX}} \leq C_C$.

9. Cálculo esfuerzo crítico, esfuerzo admisible, y factor de seguridad.

$$f_{crit} = Sy\left[1.0 - \frac{\left(0.5\,{KL}/{r}\right)^2}{{C_C}^2}\right]$$

[26] AISC American Instute Steel Construction, pág 1.27

$$FS = \frac{5}{8} + \frac{3}{8}\frac{KL/r}{C_C} - \frac{1}{8}\frac{(KL/r)^3}{{C_C}^3} \quad \text{Ec 1. 68}$$

$$F_a = \frac{f_{crit}}{FS} \quad \text{Ec 1. 69}$$

Tabla 3. 18 Cálculo de esfuerzo crítico, factor de seguridad, y esfuerzo admisible.

Perfil	f_{crit}	FS	F_a
W10x26	49.39	1.74	28.38
W10x22	49.37	1.75	28.21

Fuente: Propia

10. Esfuerzo real de compresión.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

Realizando el análisis para la carga critica:

Tabla 3. 19 Esfuerzo real de compresión para los dos perfiles.

Perfil	f_a
W10x26	0.498
W10x22	0.583

Fuente: Propia.

11. Índice de trabajo.

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1$$

Tabla 3. 20 Índice de trabajo.

Perfil	I_a
W10x26	0.017
W10x22	0.020

Fuente: Propia

3.5.1.3.3 ANÁLISIS A FLEXO COMPRESIÓN.

1. **Valor para el esfuerzo permisible.**

$$F_b = 0.66 * Sy$$

2. **Determinación del módulo de sección.**

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b$$

$$Sxx = \frac{M}{0.66xSy} = \frac{113.4}{33} = 3.43pulg^3$$

3. **Verificación del módulo del perfil.**

Los perfiles seleccionados para el análisis el $Sxx = 27.9pulg^3$ para el perfil w10x26 y el $Sxx = 23.2pulg^3$ para el perfil W10x2, con lo que se puede decir que los perfiles seleccionados son válidos para el diseño.

4. **Longitud inicial y final.**

Para el perfil w10x26

$$L_i = 58.77pulg$$

$$L_f = 98.34pulg$$

Para el perfil w10x22

$$L_i = 58.26\ pulg$$

$$L_f = 81.44\ pulg$$

Comparando los valores de la longitud última con la longitud de la columna:

$$L = 78.74\ pulg$$

Por lo tanto:

$$L_i \leq L \leq L_f$$

Es el caso 3.2 del que ya se habló en la sección dos se debe determinar la esbeltez del elemento, usando las siguientes ecuaciones:

$$r_t = \sqrt{\frac{{}^1\!/_2\, I_{YY}}{A_f + {}^1\!/_6\, A_W}}$$ **Ec 1. 70**

$$\mathrm{C_b} = 1.75 + 1.05\left(\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}\right) + 0.3\left(\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}\right)^2 \leq 2.3$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{Sy{\lambda_f}^2}{1530x10^3 C_b}\right] * Sy$$

$$\mathrm{C_b} = 1.75$$

Se calcula la esbeltez del elemento

Tabla 3. 21 Valores de radio giro efectivo y esbeltez de los perfiles de análisis.

	W10x26	**W10x22**
r_t	1.47	1.59
$\boldsymbol{\lambda}$	53.56	49.52

Fuente: Propia

Se calcula el esfuerzo permisible

Tabla 3. 22 Esfuerzo permisible

	W10x26	**W10x22**
F_b	30.65	31.04

Fuente: Propia

Esfuerzo real

$$f_b = \frac{M_{max}}{Sx}$$

Tabla 3. 23 Esfuerzo real

	W10x26	**W10x22**
f_b	4.06	4.88

Fuente: Propia

5. Índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Tabla 3. 24 Índice de trabajo

	W10x26	W10x22
I_b	0.132	0.15

Fuente: Propia

Análisis a flexión y Compresión

A continuación en la tabla 3.25 se muestra la sumatoria de los índices de trabajo:

Tabla 3. 25 Sumatoria de índices de trabajo.

Perfiles	I_a	I_b	$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}$
W10x26	0.017	0.132	0.149
W10x22	0.020	0.15	0.17

Fuente: Propia.

El diseño es aceptable cuando se cumple:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1 \qquad \textbf{Ec 1.71}$$

Dependiendo el índice de trabajo de la compresión se tiene diferentes casos de análisis.

En nuestro caso cumple que:

$$\frac{f_a}{F_a}\leq 0{,}15 \;\rightarrow\; \frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1$$

Para ambos perfiles analizados por lo tanto:

El esfuerzo admisible de compresión se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$F_a=\frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} \qquad \textbf{Ec1.43}$$

Tabla 3. 26 Esfuerzo admisible de compresión

Perfiles	F_a
W10x26	52.05
W10x22	60.89

Fuente: propia

Con el análisis a flexo compresión se obtuvieron índices de trabajo menores a uno con lo cual se comprobó que ambas perfiles se pueden usar para el diseño. De lo analizado anteriormente se puede concluir que el perfil más idóneo es el W10x22 el cual es más liviano y cuenta con un mayor esfuerzo admisible de compresión.

3.5.2 CÁLCULO DEL PÓRTICO DEIH

En la figura 3.20 se puede observar el pórtico a calcular y como actúa la fuerza y el momento que se genera al ser trasladado dicha fuerza teniendo como datos:

$$P = 2.5\,T, \qquad M = 9.3\,T * m$$

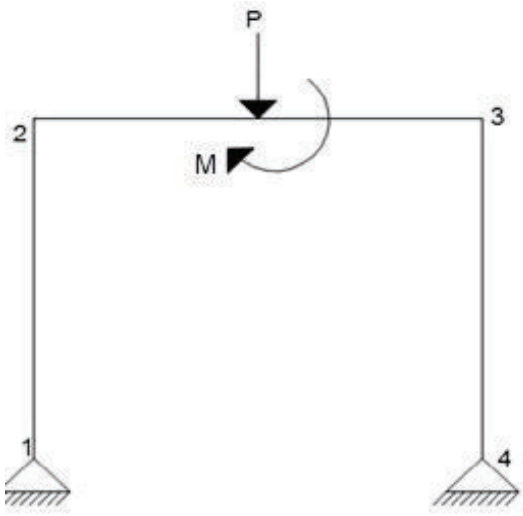

Figura 3. 20 Pórtico DEIH
Fuente: Propia

Una vez calculado el pórtico usando el método de rigidez, como se indicó con el primer pórtico se obtuvieron los siguientes diagramas de cortante y de momentos de los cuales se obtienen los datos para realizar el diseño de la viga y columnas.

Momentos en el pórtico.

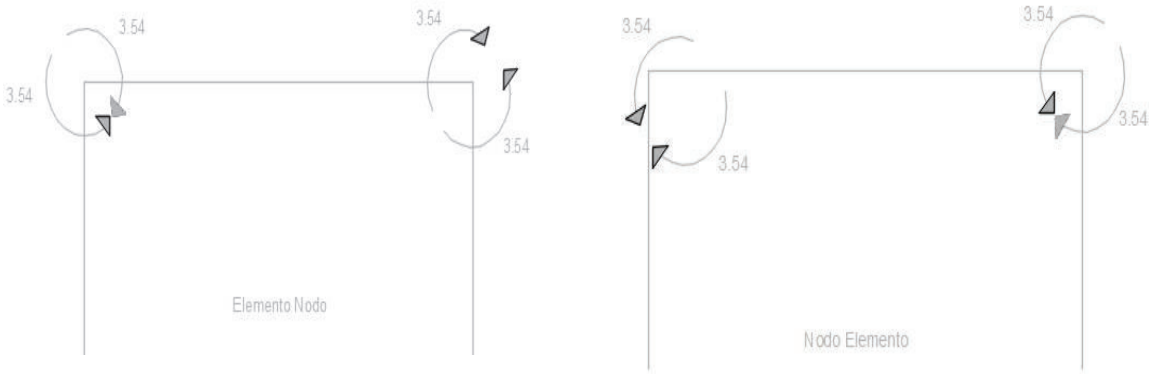

Figura 3. 21 Diagramas elemento nodo, nodo elemento.
Fuente: Propia

Reacciones.

Tramo 1- 2

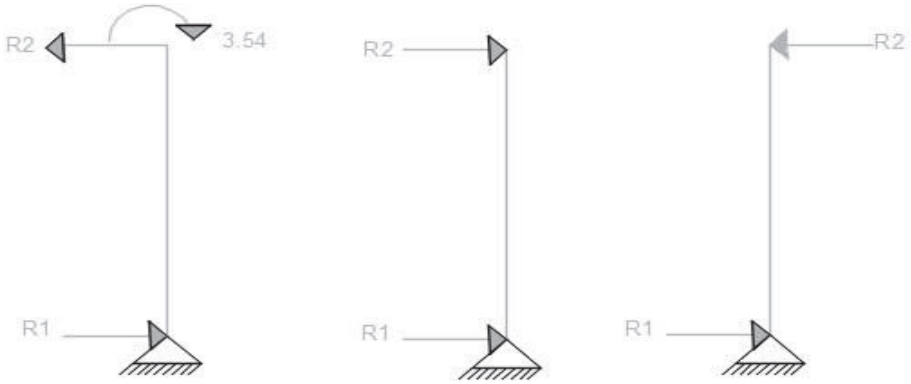

Figura 3. 22 Reacciones en el Pórtico tramo 1- 2
Fuente: Propia.

De la figura 3.22 se puede obtener:

$$R_1 = R_2 = \frac{3.54}{2} = 1.77 \ \rightarrow R_1 = R_2 = 0$$

Tramo 2- 3

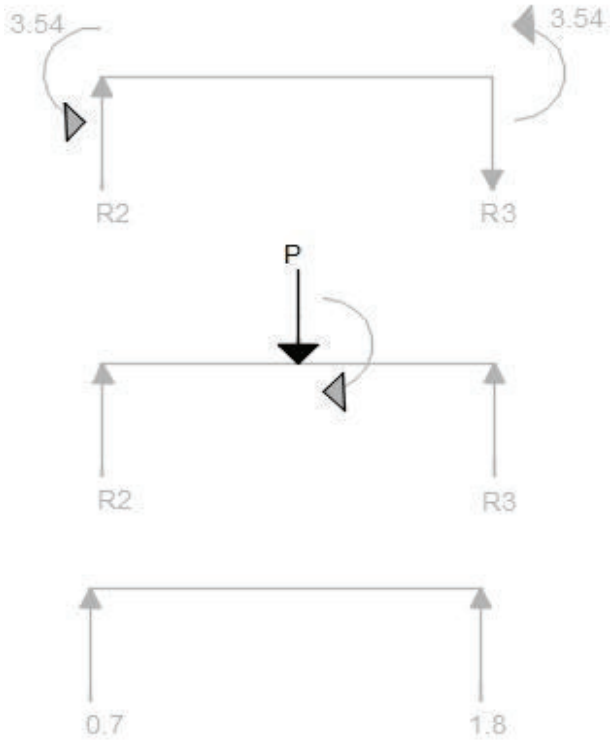

Figura 3. 23 Reacciones en el Pórtico tramo 2- 3
Fuente: Propia.

De la figura 3.23 Se puede obtener debido a las fuerzas exteriores que actúan en el tramo.

$$R_2 = R_3 = \frac{3.54 + 3.54}{4} = 1.77\ T$$

$$\sum F = 0 \rightarrow R_2 + R_3 = P$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow P\left({}^{2.5}/_{2}\right) + 9.3 = R_3(4)$$

$$R_3 = 3.56\ T, \qquad R_2 = -1.075T$$

Realizando las operaciones correspondientes con los valores obtenidos de las reacciones finalmente se tiene los valores de las mismas los cuales son:

$$R_2 = 0.7\ T, \qquad R_3 = 1.8\ T$$

Tramo 3- 4

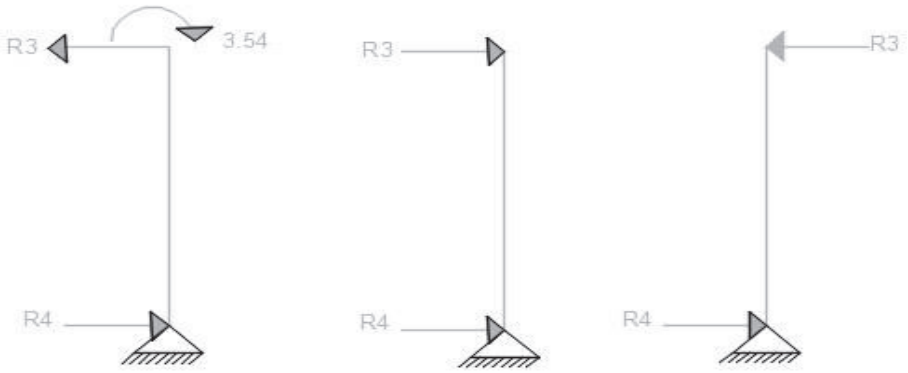

Figura 3. 24 Reacciones en el Pórtico tramo 3- 4
Fuente: Propia.

De la figura 3.24 Se puede obtener:

$$R_3 = R_4 = \frac{3.54}{2} = 1.77T \rightarrow R_3 = R_4 = 0$$

Diagramas de cortante y momento.

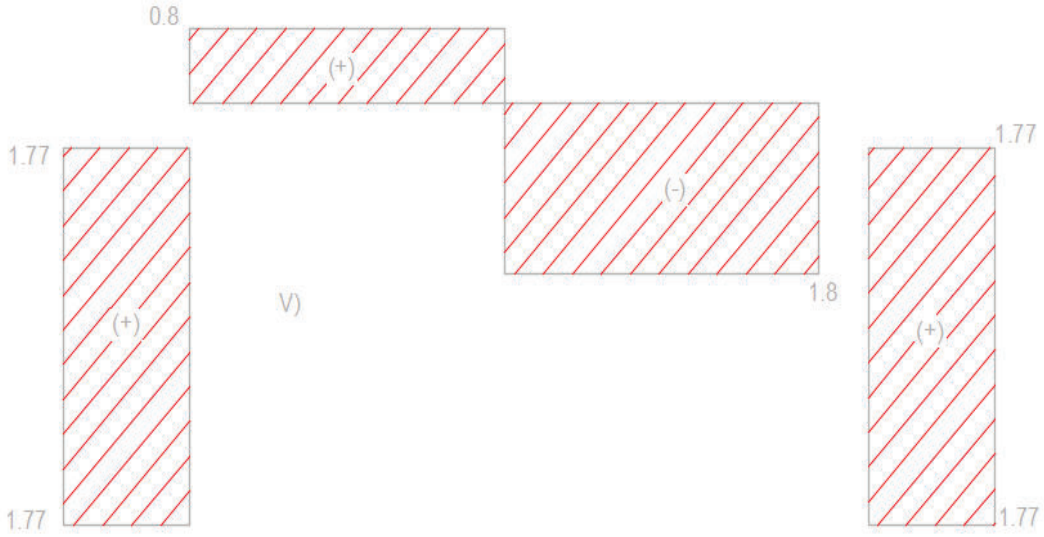

Figura 3. 25 Diagrama de cortante del Pórtico DEIH
Fuente: Propia

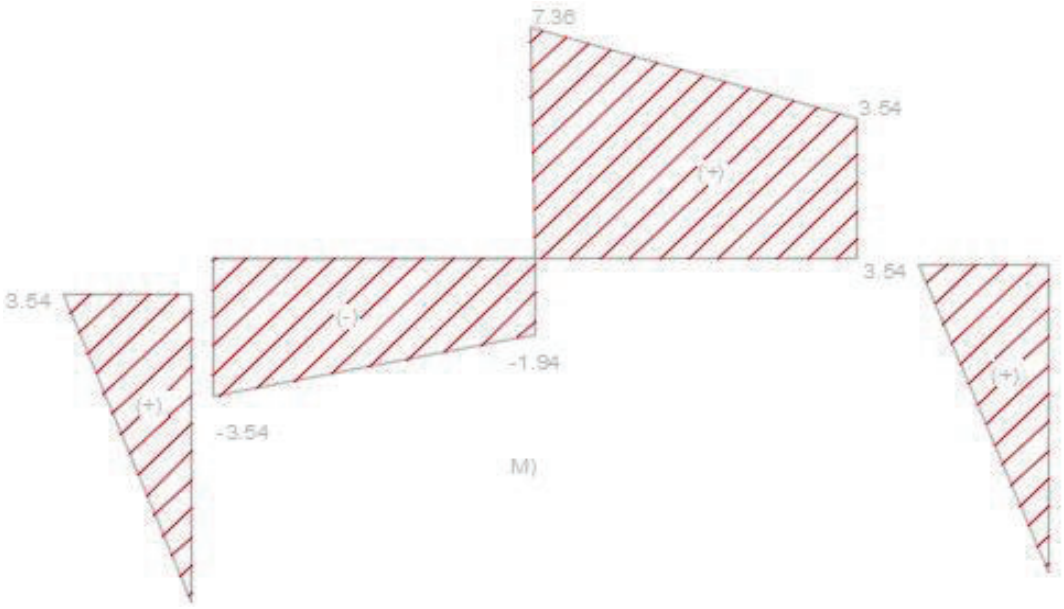

Figura 3. 26 Diagrama de momentos de la viga DEIH.
Fuente: Propia.

Del diagrama de momentos de la figura 3.26 se obtiene el momento máximo el que es usado para el cálculo de la viga. Del diagrama de cortante se obtiene las cargas que actúan sobre las columnas con estos datos se procede a el cálculo de las mismas.

Los datos obtenidos de los diagramas son:

$M_{máx} = 7.36T\text{-}m = 7.36 * 86.6 = 637.38\ klb\text{-}pulg$

$Carga\ columna\ (1) = 0.8\ T$

$Carga\ columna\ (2) = 1.7\ T$

3.5.2.1 DISEÑO DE LA VIGA LATERAL DEL PÓRTICO

Usando las ecuaciones del capítulo dos y los siguientes datos, se procede a diseñar la viga.

$M_{máx} = 637.38\ klb * pulg$

$V_{máx} = 1.8\ T$

$L = 4\ m = 157.48\ pulg$

$Sy = 50ksi$

1. **Viga Simple.**

$F_b = 0.66 * Sy$

$F_b = 0.66 * 50 = 33ksi$

2. **Módulo de Sección.**

$f_b = \frac{M_{máx}}{S} \leq F_b$

$Sxx = \frac{M}{0.66Sx} = \frac{637.38}{33} = 19.31\ pulg^3$

3. **Se busca el módulo de un perfil superior al determinado.**

Tabla 3. 27 Perfiles para la primera iteración.

Perfil	$Sxx\ (pulg^3)$	$L_C(pulg)$	$L_U(pulg)$
W10x26	27.9	62.04	98.34
W12x22	25.4	43.33	55.67
W12x19	21.3	43.06	46.12
W14x22	29	43.76	48.78

Fuente: Propia

Se compara los valores de longitud última (L_f) con la longitud de la viga.

$$L = 157.48\ pulg \rightarrow L > L_f$$

Todos los casos se rigen al caso 3 descrito en la sección 1.15.1.3.

4. **Calculo del esfuerzo permisible.**

Se determina la esbeltez a flexión de cada perfil usando la ecuación

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \qquad \textbf{Ec 1. 72}$$

Tabla 3. 28 Radio de giro y esbeltez perfiles de análisis.

	W10x26	W12x22	W12x19	W14x22
$r(pulg)$	1.48	1.12	1.2	1.38
λ_f	106.4	140.6	131.33	114.11

Fuente: Propia

- Se determina el factor de gradientes con la siguiente ecuación

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

$C_b = 1$ Porque el momento máximo no se encuentra en ninguno de los extremos de la viga.

$$C_b = 1 \leq 2.3$$

- Determinación de los límites superior e inferior de esbeltez.

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3xC_b}{Sy}}$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3xC_b}{Sy}}$$

Como se dijo anteriormente $C_b = 1$ por lo tanto los límites son:

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3}{50}} = 45.16$$

$$L_f = \sqrt{\frac{510x10^3}{50}} = 100.1$$

Con el valor de los límites de esbeltez se puede ver que se trata del caso 3.3.

$$\lambda_f > L_f$$

$$F_b = \frac{12x10^3xC_b}{L\left(d/A_f\right)}$$

5. Cálculo del esfuerzo real.

Tabla 3. 29 Datos para el cálculo del esfuerzo permisible.

	W10x26	W12x22	W12x19	W14x22
$d(pulg)$	10.33	12.31	12.16	13.74
$b_f(pulg)$	5.770	4.030	4.005	5
$t_f(pulg)$	0.440	0.425	0.350	0.335
$A_f(pulg^2)$	2.54	1.72	1.4	1.68

Fuente: Manual de la AISC

Los valores admisibles para los perfiles considerados para la viga.

Tabla 3. 30 Valor de esfuerzo permisible para los perfiles seleccionados.

$F_b = \frac{12x10^3 x C_b}{L\left(d/A_f\right)}$	**W10x26**	**W12x22**	**W12x19**	**W14x22**
	19.7	10.64	8.8	9.31

Fuente: Propia

6. Cálculo del esfuerzo real.

Tabla 3. 31 Valor del esfuerzo real de los perfiles seleccionados.

$f_b = \frac{M_{máx}}{Sxx}$	**W10x26**	**W12x22**	**W12x19**	**W14x22**
	22.84	25.1	29.9	21.1

Fuente: Propia

7. Cálculo del índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$$

Tabla 3. 32 Cálculo del índice de trabajo.

$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$	**W10x26**	**W12x22**	**W12x19**	**W14x22**
	1.15	2.35	3.39	2.26

Fuente: Propia

Como se puede observar en la tabla 3.32 el perfil que cumple con los parámetros de diseño es el perfil W10x26, ya que hay que tomar en cuenta que para el índice de trabajo se toman los valores $0.8 \leq I_b \leq 1.2$ por lo tanto el perfil se usara como viga lateral.

3.5.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS FLEXO COMPRESIÓN

3.5.2.2.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseños son:

Tabla 3. 33 Cargas a las que están sometidas los elementos.

Elemento	Carga
1 -2	0.8 T
3 -4	1.2 T

Fuente: Propia

3.5.2.2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Análisis de Compresión

1. **Propiedades a ser consideradas para el diseño**

Tabla 3. 34 Propiedades del acero ASTM A588 grado 50

Propiedad	Descripción	Valor (Ksi)
Sy	Esfuerzo de fluencia	50
E	Módulo de Elasticidad	29000
Su	Resistencia Última	65

Fuente: Propia

2. **Factor de ajuste de la longitud efectiva K**

Determinación de K_{1-2} y K_{3-4} como la columna esta rígida y existe la conexión con la viga en el apoyo superior es posible el uso del nomograma. $G_1 = G_2 = 1.0$ por ser un apoyo rígido.

$$G_{A,B} = \frac{\sum {E_C I_C}/{L_C}}{\sum {E_V I_V}/{L_V}} \qquad \text{Ec 1. 73}$$

$$G_B = \frac{{EI}/{2}}{{EI}/{4}} = \frac{4}{2} = 2$$

Con los valores de $G_A \; y \; G_B$ y usando el nomograma el valor de $K = 1.4$

3. Longitud del elemento L

Como ya se estableció previamente la geometría del pórtico la longitud de la columna:

$$L = 2m \ = 78.74\, pulg$$

4. El esfuerzo permisible se asume

$$f_a = 0.5xSy = f_{crit}$$

Esto ya que el diseño de la columna está orientado hasta el límite de pandeo elástico.

5. Determinación del área de la sección

$$f_a \leq F_a$$

$$\frac{P}{A} \leq 0.5xSy \rightarrow A \geq \frac{P}{0.5Sy}$$

Tabla 3. 35 Área de sección columnas primera iteración.

$\boldsymbol{P(klb)}$	$\boldsymbol{A(pulg)}$
1.76	0.0704
2.64	0.1056

Fuente: Propia

6. Radio de giro de la sección

Para el análisis se han seleccionado tres perfiles los cuales son:

Tabla 3. 36 Perfiles primera iteración.

Perfil	Área Transversal $(pulg^2)$	$I_{XX}(pulg^4)$	$I_{YY}(pulg^4)$	$r_{XX}(pulg)$	$r_{YY}(pulg)$
W10x26	7.61	144	14.1	4.35	1.36
W10x22	6.49	118	11.4	4.27	1.33

Fuente: Manual AISC[27]

7. Cálculo de la relación de Esbeltez.

[27] AISC American Instute Steel Construction, pág 1.27

Tabla 3. 37 Esbeltez de los perfiles de análisis.

Perfil	$\lambda = {KL}/{r_{XX}}$
W10x26	25.34
W10x22	25.84

Fuente: Propia

8. Relación de esbeltez mínima para el pandeo elástico.

Para saber en qué parte de la columna de Euler se va a trabajar usando la ecuación 1.23 se obtiene la relación de esbeltez.

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} \qquad \textbf{Ec 1. 74}$$

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 * 29000}{50}} = 106.999$$

Del valor obtenido de la relación de esbeltez se puede decir que se va a trabajar en la zona dos de la curva de Euler.

Para el cálculo del esfuerzo crítico, y el esfuerzo admisible se lo realiza en función del criterio ${KL}/{r_{XX}} \leq C_C$.

9. Cálculo esfuerzo crítico, esfuerzo admisible, y factor de seguridad.

$$f_{crit} = Sy\left[1.0 - \frac{\left(0.5\,{KL}/{r}\right)^2}{{C_C}^2}\right]$$

$$FS = \frac{5}{8} + \frac{3}{8}\frac{{KL}/{r}}{C_C} - \frac{1}{8}\frac{\left({KL}/{r}\right)^3}{{C_C}^3} \qquad \textbf{Ec 1. 75}$$

$$F_a = \frac{f_{crit}}{FS} \qquad \textbf{Ec 1. 76}$$

Tabla 3. 38 Cálculo de esfuerzo crítico, factor de seguridad, y esfuerzo admisible.

Perfil	f_{crit}	FS	F_a
W10x26	49.29	1.75	28.22
W10x22	49.27	1.76	28

Fuente: Propia

10. Esfuerzo real de compresión.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

Realizando el análisis para la carga critica:

Tabla 3. 39 Esfuerzo real de compresión para los dos perfiles.

Perfil	f_a
W10x26	0.346
W10x22	0.40

Fuente: Propia.

11. Índice de trabajo.

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1$$

Tabla 3. 40 Índice de trabajo.

Perfil	I_a
W10x26	0.012
W10x22	0.014

Fuente: Propia

3.5.2.2.3 ANÁLISIS A FLEXO COMPRESIÓN.

1. Valor para el esfuerzo permisible.

$F_b = 0.66 * Sy$

2. Determinación del módulo de sección.

$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b$

$$Sxx = \frac{M}{0.66xSy} = \frac{313.6}{33} = 9.5pulg^3$$

3. Verificación del módulo del perfil.

Los perfiles seleccionados para el análisis el $Sxx = 27.9pulg^3$ para el perfil w10x26 y el $Sxx = 23.2pulg^3$ para el perfil W10x2, con lo que se puede decir que los perfiles seleccionados son válidos para el diseño.

4. Longitud inicial y longitud final.

Para el perfil w10x26

$$L_i = 58.77pulg$$

$$L_s = 98.34pulg$$

Para el perfil w10x22

$$L_i = 58.26\ pulg$$

$$L_s = 81.44\ pulg$$

Comparando los valores de la longitud última con la longitud de la columna:

$$L = 78.74\ pulg$$

Por lo tanto:

$$L_i \leq L \leq L_s$$

Es el caso 3.2 del que ya se habló en la sección dos se debe determinar la esbeltez del elemento, usando las siguientes ecuaciones:

$$r_t = \sqrt{\frac{{}^1\!/_2\, I_{YY}}{A_f + {}^1\!/_6\, A_W}} \qquad \textbf{Ec 1. 77}$$

$$\mathrm{C_b} = 1.75 + 1.05\left(\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}\right) + 0.3\left(\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}\right)^2 \leq 2.3$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{Sy{\lambda_f}^2}{1530x10^3 C_b}\right] * Sy$$

$$\mathrm{C_b} = 1.75$$

Se calcula la esbeltez del elemento

Tabla 3. 41 Valores de radio giro efectivo y esbeltez de los perfiles de análisis.

	W10x26	W10x22
r_t	1.47	1.59
λ	53.56	49.52

Fuente: Propia

Se calcula el esfuerzo permisible

Tabla 3. 42 Esfuerzo permisible

	W10x26	W10x22
F_b	30.65	31.04

Fuente: Propia

Esfuerzo real

$$f_b = \frac{M_{max}}{Sx}$$

Tabla 3. 43 Esfuerzo real

	W10x26	W10x22
f_b	4.06	4.88

Fuente: Propia

5. Índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Tabla 3. 44 Índice de trabajo

	W10x26	W10x22
I_b	0.132	0.15

Fuente: Propia

Análisis a flexión y Compresión

A continuación en la tabla 3.45 se muestra la sumatoria de los índices de trabajo:

Tabla 3. 45 Sumatoria de índices de trabajo.

Perfiles	I_a	I_b	$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}$
W10x26	0.012	0.132	0.144
W10x22	0.014	0.15	0.164

Fuente: Propia.

El diseño es aceptable cuando se cumple:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 78}$$

Dependiendo el índice de trabajo de la compresión se tiene diferentes casos de análisis.

En nuestro caso cumple que:

$$\frac{f_a}{F_a}\leq 0{,}15 \;\rightarrow\; \frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1$$

Para ambos perfiles analizados por lo tanto:

El esfuerzo admisible de compresión se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$F_a=\frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} \qquad \textbf{Ec 1. 79}$$

Tabla 3. 46 Esfuerzo admisible de compresión

Perfiles	F_a
W10x26	52.05
W10x22	60.89

Fuente: propia

El perfil seleccionado para las columnas es el W10x22 es más liviano y cuenta con un mayor esfuerzo admisible de compresión.

3.5.3 CÁLCULO DEL PÓRTICO HIJK

En la figura 3.27 se puede observar el pórtico a calcular y como actúa la fuerza y el momento que se genera al ser trasladado dicha fuerza teniendo como datos:

$$P=2.5\,T, \qquad M=13.75\,T*m$$

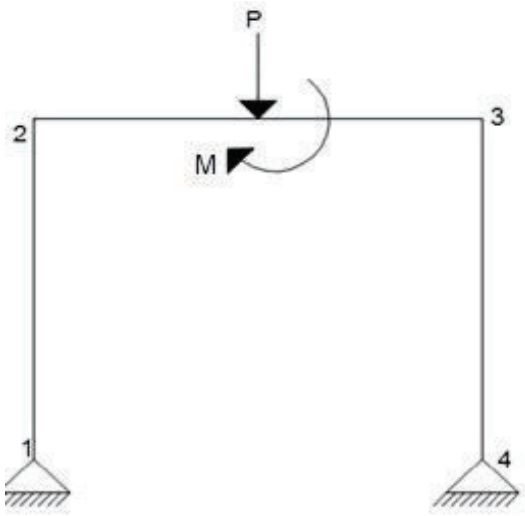

Figura 3. 27 Pórtico HIJK
Fuente: Propia

A continuación se indicaran los distintos diagramas obtenidos para el diseño del pórtico HIJK.

Momentos en el pórtico.

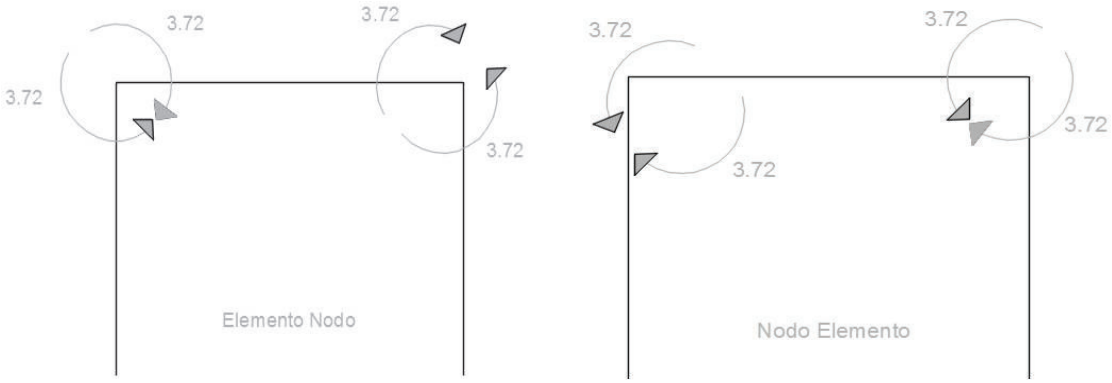

Figura 3. 28 Diagramas elemento nodo, nodo elemento.
Fuente: Propia

Reacciones.

Tramo 1- 2

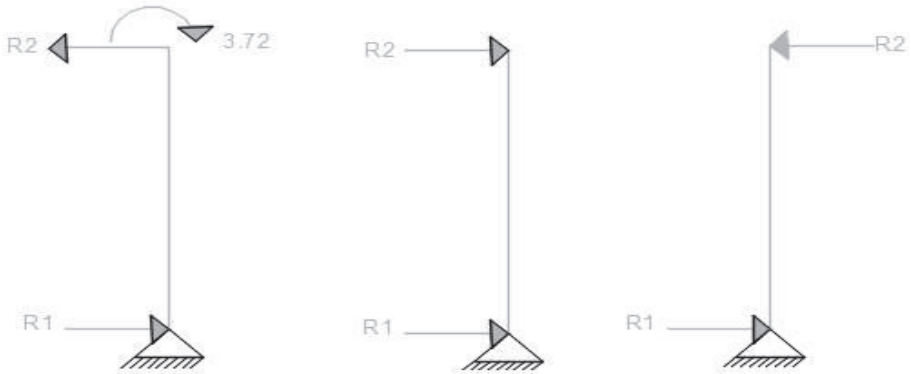

Figura 3. 29 Reacciones en el Pórtico tramo 1- 2

Fuente: Propia.

De la figura 3.29 se puede obtener:

$$R_1 = R_2 = \frac{3.72}{2} = 1.86 \rightarrow R_1 = R_2 = 0$$

Tramo 2- 3

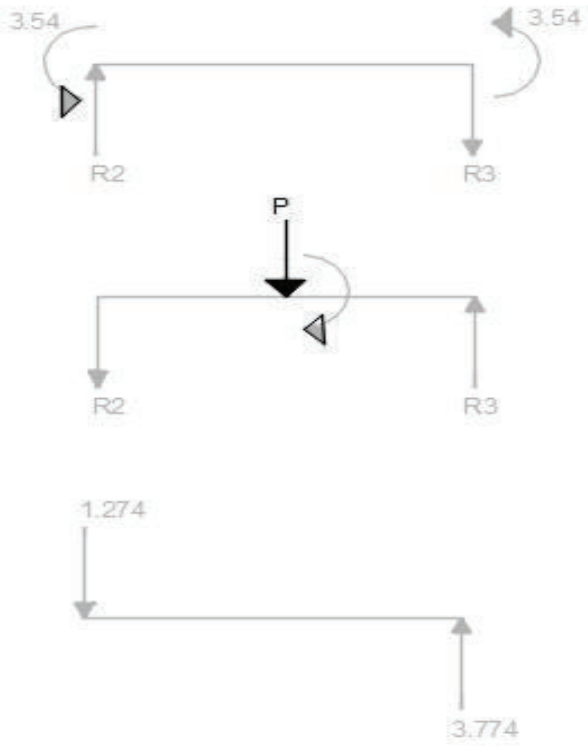

Figura 3. 30 Reacciones en el Pórtico tramo 2- 3

Fuente: Propia.

De la figura 3.30 Se puede obtener debido a las fuerzas exteriores que actúan en el tramo.

$$R_2 = R_3 = \frac{3.72 + 3.72}{2.5} = 2.976\ T$$

$$\sum F = 0 \rightarrow R_2 + R_3 = P$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow P(1.25) + 13.75 = R_3(2.5)$$

$$R_3 = 6.75\ T, \qquad R_2 = -4.25T$$

Realizando las operaciones correspondientes con los valores obtenidos de las reacciones finalmente se tiene los valores de las mismas los cuales son:

$$R_2 = -1.274\ T, \qquad R_3 = 3.774\ T$$

Tramo 3- 4

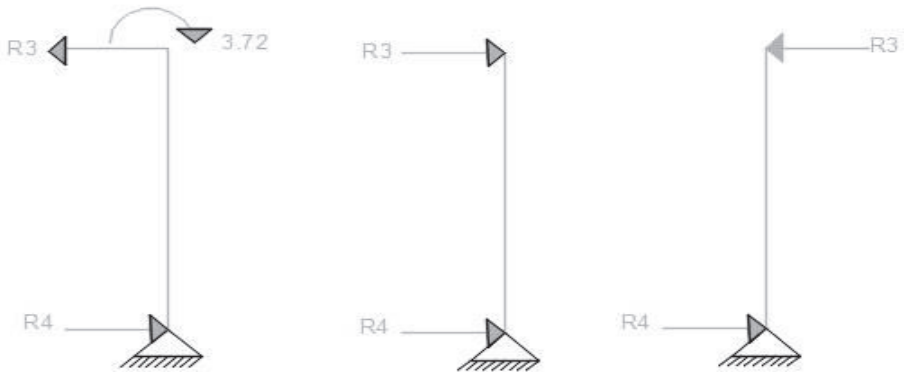

Figura 3. 31 Reacciones en el Pórtico tramo 3- 4
Fuente: Propia.

De la figura 3.31 Se puede obtener:

$$R_3 = R_4 = \frac{3.72}{2} = 1.86T \rightarrow R_3 = R_4 = 0$$

Diagramas de cortante y momento.

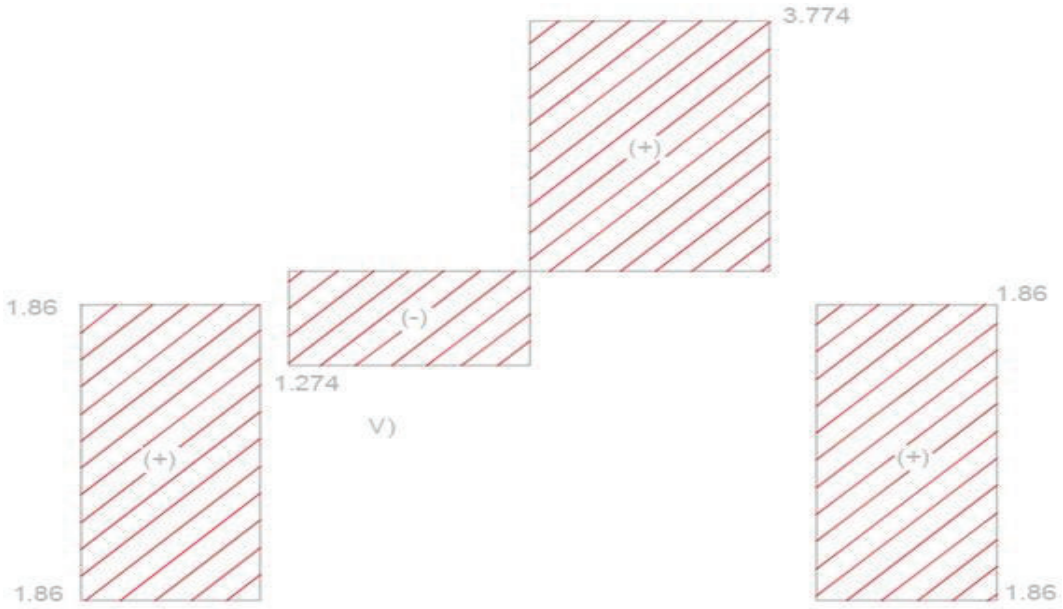

Figura 3. 32 Diagrama de cortante del Pórtico HIJK
Fuente: Propia

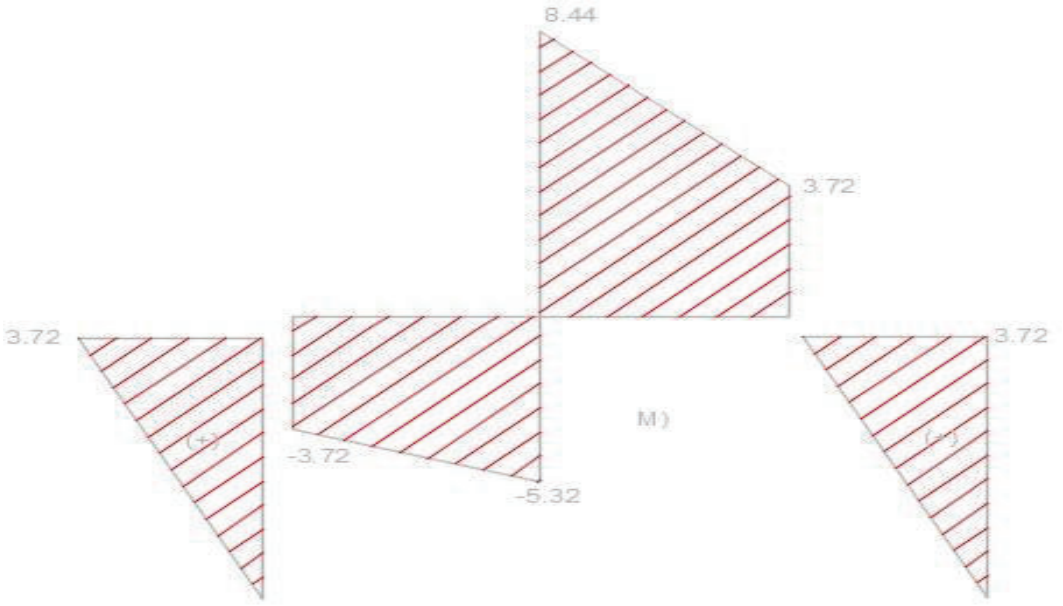

Figura 3. 33 Diagrama de cortante de la viga DEIH.
Fuente: Propia.

Del diagrama de cortante de la figura 3.33 se obtienen los siguientes datos:

$M_{máx} = 747.98\ klb\text{-}pulg$

$Carga\ columna\ (1) = 1.274\ T$

$Carga\ columna\ (2) = 3.744\ T$

3.5.3.1 DISEÑO DE LA VIGA PÓRTICO POSTERIOR

Usando las ecuaciones del capítulo dos y los siguientes datos, se procede a diseñar la viga.

$M_{máx} = 747.98\ klb * pulg$

$V_{máx} = 3.774T$

$L = 2.5m = 98.4pulg$

$Sy = 50ksi$

1. Viga Simple.

$F_b = 0.66 * Sy$

$F_b = 0.66 * 50 = 33ksi$

2. Módulo de Sección.

$$f_b = \frac{M_{máx}}{S} \leq F_b$$

$$Sxx = \frac{M}{0.66Sx} = \frac{747.98}{33} = 22.66\ pulg^3$$

3. Se busca el módulo de un perfil superior al determinado.

Tabla 3. 47 Perfiles para la primera iteración.

Perfil	$Sxx\ (pulg^3)$	$L_C(pulg)$	$L_U(pulg)$
W10x26	27.9	62.04	98.34
W12x22	25.4	43.33	55.67
W10x22	23.2	61.82	81.39
W14x22	29	43.76	48.78

Fuente: Propia

Se compara los valores de longitud última (L_f) con la longitud de la viga.

$$L = 98.43\ pulg \rightarrow L > L_f$$

Todos los casos se rigen al caso 3 descrito en la sección 1.15.1.3. Excepto el primer perfil el cual será analizado usando el caso 2 sección 1.17.1.2.

4. Calculo del esfuerzo permisible.

Se determina la esbeltez a flexión de cada perfil usando la ecuación

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \qquad \textbf{Ec 1. 80}$$

Tabla 3. 48 Radio de giro y esbeltez perfiles de análisis.

	W10x26	W12x22	W10x22	W14x22
$\boldsymbol{r(pulg)}$	1.48	1.12	1.54	1.38
$\boldsymbol{\lambda_f}$	66.48	87.85	63.89	71.3

Fuente: Propia

- Se determina el factor de gradientes con la siguiente ecuación

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

$C_b = 1$ Porque el momento máximo no se encuentra en los extremos de la viga.

$$C_b = 1 \leq 2.3$$

- Determinación de los límites superior e inferior de esbeltez.

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3xC_b}{Sy}}$$

$$L_s = \sqrt{\frac{510x10^3xC_b}{Sy}}$$

Como se dijo anteriormente $C_b = 1$ por lo tanto los límites son:

$$L_i = \sqrt{\frac{102x10^3}{50}} = 45.16$$

$$L_s = \sqrt{\frac{510x10^3}{50}} = 100.1$$

Con el valor de los límites de esbeltez se puede ver que se trata del caso 3.3.

$$L_i < \lambda_f < L_s, \qquad F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{Sy{\lambda_f}^2}{1530x10^3 C_b}\right] * Sy$$

5. Cálculo del esfuerzo real.

Tabla 3. 49 Datos para el cálculo del esfuerzo permisible.

	W10x26	W12x22	W10x22	W14x22
$d(pulg)$	10.33	12.31	10.17	13.74
$b_f(pulg)$	5.770	4.030	5.750	5
$t_f(pulg)$	0.440	0.425	0.360	0.335
$A_f(pulg^2)$	2.54	1.72	2.07	1.68

Fuente: Manual de la AISC

Los valores admisibles para los perfiles considerados para la viga.

Tabla 3. 50 Valor de esfuerzo permisible para los perfiles seleccionados.

F_b	W10x26	W12x22	W12x19	W14x22
	42.77	22.26	27.67	26.39

Fuente: Propia

6. Cálculo del esfuerzo real.

Tabla 3. 51 Valor del esfuerzo real de los perfiles seleccionados.

$f_b = \frac{M_{máx}}{Sxx}$	W10x26	W12x22	W12x19	W14x22
	26.80	29.44	29.9	25.79

Fuente: Propia

7. Cálculo del índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$$

Tabla 3. 52 Cálculo del índice de trabajo.

$I_b = \frac{f_b}{F_b} < 1$	W10x26	W12x22	W12x19	W14x22
	0.62	1.32	1.08	0.97

Fuente: Propia

Como se puede observar en la tabla 3.52 el perfil que cumple con los parámetros de diseño son los perfiles W10x26, y W14x22, seleccionando el segundo ya que este tiene un peso menor

3.5.3.2 DISEÑO DE COLUMNAS FLEXO COMPRESIÓN

3.5.3.2.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseños son:

Tabla 3. 53 Cargas a las que están sometidas los elementos.

Elemento	Carga
1 -2	1.274 T
3 -4	3.774 T

Fuente: Propia

3.5.3.2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Análisis de Compresión

1. **Propiedades a ser consideradas para el diseño**

Tabla 3. 54 Propiedades del acero ASTM A588 grado 50

Propiedad	Descripción	Valor (Ksi)
Sy	Esfuerzo de fluencia	50
E	Módulo de Elasticidad	29000
Su	Resistencia Última	65

Fuente: Propia

2. **Factor de ajuste de la longitud efectiva K**

Determinación de K_{1-2} y K_{3-4} como la columna esta rígida y existe la conexión con la viga en el apoyo superior es posible el uso del nomograma. $G_1 = G_2 = 1.0$ por ser un apoyo rígido.

$$G_{A,B} = \frac{\sum {E_C I_C}/{L_C}}{\sum {E_V I_V}/{L_V}} \qquad \text{Ec 1. 81}$$

$$G_B = \frac{{EI}/{2}}{{EI}/{4}} = \frac{4}{2} = 2$$

Con los valores de $G_A \; y \; G_B$ y usando el nomograma el valor de $K = 1.3$

3. **Longitud del elemento L**

Como ya se estableció previamente la geometría del pórtico la longitud de la columna:

$$L = 2m \; = 78.74 \, pulg$$

4. **El esfuerzo permisible se asume**

$$f_a = 0.5xSy = f_{crit}$$

Esto ya que el diseño de la columna está orientado hasta el límite de pandeo elástico.

5. **Determinación del área de la sección**

$$f_a \leq F_a$$

$$\frac{P}{A} \leq 0.5xSy \rightarrow A \geq \frac{P}{0.5Sy}$$

Tabla 3. 55 Área de sección columnas primera iteración.

$\boldsymbol{P(klb)}$	$\boldsymbol{A(pulg)}$
8.3	0.33
2.8	0.112

Fuente: Propia

6. **Radio de giro de la sección**

Para el análisis se han seleccionado dos perfiles los cuales son:

Tabla 3. 56 Perfiles primera iteración.

Perfil	Área Transversal $(pulg^2)$	$I_{XX}(pulg^4)$	$I_{YY}(pulg^4)$	$r_{XX}(pulg)$	$r_{YY}(pulg)$
W10x26	7.61	144	14.1	4.35	1.36
W10x22	6.49	118	11.4	4.27	1.33

Fuente: Manual AISC[28]

7. Cálculo de la relación de Esbeltez.

Tabla 3. 57 Esbeltez de los perfiles de análisis.

Perfil	$\lambda = {KL}/{r_{XX}}$
W10x26	25.53
W10x22	23.97

Fuente: Propia

8. Relación de esbeltez mínima para el pandeo elástico.

Para saber en qué parte de la columna de Euler se va a trabajar usando la ecuación 1.23 se obtiene la relación de esbeltez.

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} \qquad \textbf{Ec 1. 82}$$

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Sy}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 * 29000}{50}} = 106.999$$

Del valor obtenido de la relación de esbeltez se puede decir que se va a trabajar en la zona dos de la curva de Euler.

Para el cálculo del esfuerzo crítico, y el esfuerzo admisible se lo realiza en función del criterio ${KL}/{r_{XX}} \leq C_C$.

9. Cálculo esfuerzo crítico, esfuerzo admisible, y factor de seguridad.

$$f_{crit} = Sy\left[1.0 - \frac{\left(0.5\,{KL}/{r}\right)^2}{{C_C}^2}\right]$$

[28] AISC American Instute Steel Construction, pág 1.27

$$FS = \frac{5}{8} + \frac{3}{8}\frac{KL/r}{C_C} - \frac{1}{8}\frac{(KL/r)^3}{{C_C}^3} \quad \text{Ec 1. 83}$$

$$F_a = \frac{f_{crit}}{FS} \quad \text{Ec 1. 84}$$

Tabla 3. 58 Cálculo de esfuerzo crítico, factor de seguridad, y esfuerzo admisible.

Perfil	f_{crit}	FS	F_a
W10x26	49.39	1.74	28.38
W10x22	49.37	1.75	28.21

Fuente: Propia

10. Esfuerzo real de compresión.

$$f_a = \frac{P}{A}$$

Realizando el análisis para la carga critica:

Tabla 3. 59 Esfuerzo real de compresión para los dos perfiles.

Perfil	f_a
W10x26	1.09
W10x22	1.27

Fuente: Propia.

11. Índice de trabajo.

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1$$

Tabla 3. 60 Índice de trabajo.

Perfil	I_a
W10x26	0.038
W10x22	0.045

Fuente: Propia

3.5.3.2.3 ANÁLISIS A FLEXO COMPRESIÓN.

1. Valor para el esfuerzo permisible.

$$F_b = 0.66 * Sy$$

2. Determinación del módulo de sección.

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b$$

$$Sxx = \frac{M}{0.66xSy} = \frac{329.592}{33} = 9.98\, pulg^3$$

3. Verificación del módulo del perfil.

Los perfiles seleccionados para el análisis el $Sxx = 27.9 pulg^3$ para el perfil w10x26 y el $Sxx = 23.2 pulg^3$ para el perfil W10x22, con lo que se puede decir que los perfiles seleccionados son válidos para el diseño.

4. Longitud inicial y final.

Para el perfil w10x26

$$L_i = 58.77 pulg$$

$$L_f = 98.34 pulg$$

Para el perfil w10x22

$$L_i = 58.26\, pulg$$

$$L_f = 81.44\, pulg$$

Comparando los valores de la longitud última con la longitud de la columna:

$$L = 78.74\, pulg$$

Por lo tanto:

$$L_i \leq L \leq L_f$$

Es el caso 3.2 del que ya se habló en la sección dos se debe determinar la esbeltez del elemento, usando las siguientes ecuaciones:

$$r_t = \sqrt{\frac{{}^1\!/_2\, I_{YY}}{A_f + {}^1\!/_6\, A_W}} \qquad \textbf{Ec 1. 85}$$

$$\mathrm{C_b} = 1.75 + 1.05\left(\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}\right) + 0.3\left(\frac{\mathrm{M_1}}{\mathrm{M_2}}\right)^2 \leq 2.3$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{Sy{\lambda_f}^2}{1530x10^3 C_b}\right] * Sy$$

$$\mathrm{C_b} = 1.75$$

Se calcula la esbeltez del elemento

Tabla 3. 61 Valores de radio giro efectivo y esbeltez de los perfiles de análisis.

	W10x26	W10x22
r_t	1.47	1.59
$\boldsymbol{\lambda}$	53.56	49.52

Fuente: Propia

Se calcula el esfuerzo permisible

Tabla 3. 62 Esfuerzo permisible

	W10x26	W10x22
F_b	30.65	31.04

Fuente: Propia

Esfuerzo real

$$f_b = \frac{M_{max}}{Sx}$$

Tabla 3. 63 Esfuerzo real

	W10x26	W10x22
f_b	2.28	2.79

Fuente: Propia

5. Índice de trabajo.

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Tabla 3. 64 Índice de trabajo

	W10x26	W10x22
I_b	0.074	0.089

Fuente: Propia

Análisis a flexión y Compresión

A continuación en la tabla 3.65 se muestra la sumatoria de los índices de trabajo:

Tabla 3. 65 Sumatoria de índices de trabajo.

Perfiles	I_a	I_b	$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}$
W10x26	0.038	0.074	0.112
W10x22	0.045	0.089	0.134

Fuente: Propia.

El diseño es aceptable cuando se cumple:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1 \qquad \textbf{Ec 1. 86}$$

Dependiendo el índice de trabajo de la compresión se tiene diferentes casos de análisis.

En nuestro caso cumple que:

$$\frac{f_a}{F_a}\leq 0{,}15 \;\rightarrow \frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1$$

Para ambos perfiles analizados por lo tanto:

El esfuerzo admisible de compresión se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$F_a=\frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} \qquad \textbf{Ec 1. 87}$$

Tabla 3. 66 Esfuerzo admisible de compresión

Perfiles	F_a
W10x26	52.05
W10x22	60.89

Fuente: propia

Con el análisis a flexo compresión se obtuvieron índices de trabajo menores a uno con lo cual se comprobó que ambas perfiles se pueden usar para el diseño. De lo analizado anteriormente se puede concluir que el perfil más idóneo es el W10x22 el cual es más liviano y cuenta con un mayor esfuerzo admisible de compresión.

Del cálculo realizado anteriormente para los elementos se pueden ver los resultados en la tabla 3.67

Tabla 3. 67 Perfiles seleccionados para el elevador modular de carga.

Elemento	Perfil
Columnax4	W10x22
Viga Frontal	W8x18
VigaLateralx2	W10x26
Viga Posterior	W14x22
Viga Principal	W14x30

Fuente: propia

3.6 DISEÑO DE LA PLACA BASE

El perfil selecciona para las columnas es el W10x22 en la figura 3.34 se puede observar una tentativa de diseño de la placa y el perfil.

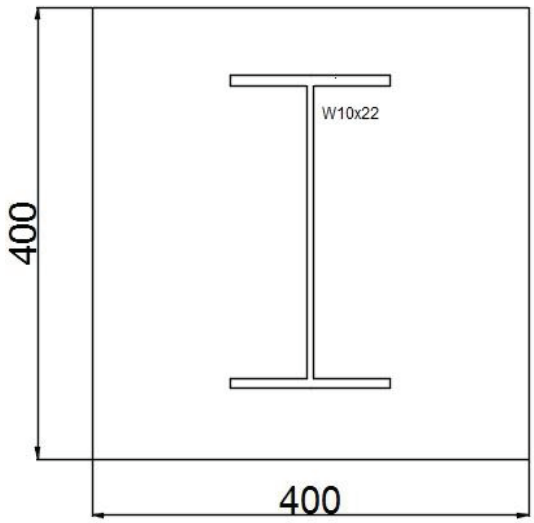

Figura 3. 34 Tentativa de diseño de placa base.

Fuente: Propia

Con la nomenclatura de diseño explicada en el capítulo uno y teniendo en cuenta las consideraciones necesarias se tiene.

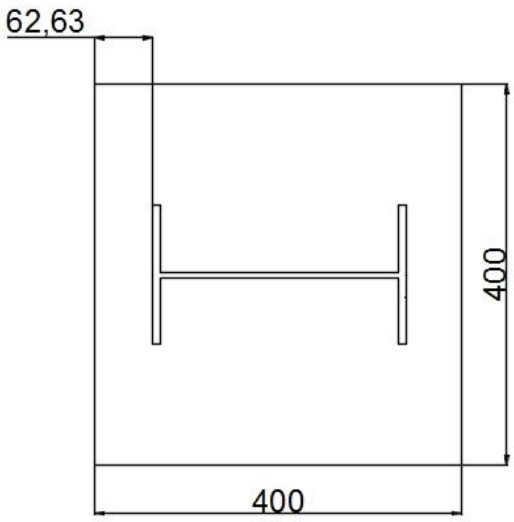

Figura 3. 35 Vista superior para el diseño de la placa base.
Fuente: Propia

De la figura 3.35 se obtienen los siguientes datos:

$B = 400\ mm$

$C = 400\ mm$

$d = 259.08\ mm$

$n = 62.63\ mm$

El parámetro que se va a determinar es el espesor de placa base, con la geometría considerada, para ello se realiza el análisis como una viga de ancho unitario con $C = 1$.

3.6.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA PLACA BASE

- El material de la placa base será acero ASTM A588 grado 50.
- Las dimensiones consideradas para la misma son de 400x400 mm.

3.6.2 ESPESOR DE LA PLACA BASE

Para llevar a cabo este cálculo se usa la ecuación 1.49 que ya se describió en el capítulo dos. Además la resistencia última del hormigón para el cálculo estructural se establece como: $f'c = 2.987\ ksi$.

$$t = \sqrt{\frac{1.25 * f'c * n^2}{Sy}} \qquad \textbf{Ec 1. 88}$$

$$t = \sqrt{\frac{1.25 * 2.987ksi * 62.63^2}{50ksi}}$$

$$t = 17.11\,mm \rightarrow t = 0.68\,pulg$$

Del cálculo realizado anteriormente se puede justificar las dimensiones de la placa base, se puede elegir un espesor de 1 pulgada para la placa base por dos razones, la primera por seguridad, y la segunda por la facilidad que representa encontrar dicho espesor en el mercado nacional.

3.7 CÁLCULO DE LA SOLDADURA

Para llevar a cabo el cálculo de las soldaduras se requiere la determinación de las cargas máximas que actúan en los nodos de conexión de cada elemento. Además del área donde se realiza la soldadura de filete.

3.7.1 TENTATIVA CONSTRUCTIVA DE COLUMNA Y PLACA BASE

A continuación en la figura 3.36 Se muestra una tentativa de junta soldada para las columnas y la placa base.

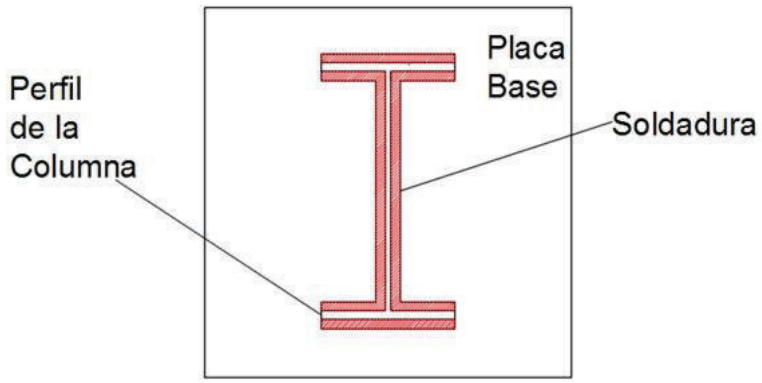

Figura 3. 36 Columna principal W10x22 y placa base.
Fuente: Propia

En la figura se observa las dimensiones del perfil para poder conocer el área efectiva de soldadura la cual debe ser calculada de tal forma que la junta soldada cumpla con los requerimientos estructurales.

3.7.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

- Para el material de aporte se ha fijado el electrodo E6010 para el pase de raíz, y E7018 para el relleno. Los cálculos del esfuerzo admisible se realizarán respecto al E6010 ya que este es el que presenta una menor resistencia entre los dos.
- El ancho de la soldadura a es un parámetro que debe ser calculado. Según proyectistas estructurales para hallar el valor de dicho parámetro es un objeto de iteración. Con lo cual se ha recomendado que el primer valor del ancho de soldadura sea 1 cm (valor usado en construcciones ingenieriles) y con dicho valor comprobar que las juntas cumplan con los requerimientos estructurales.

A continuación en la figura 3.37 se puede observar la placa base soldada.

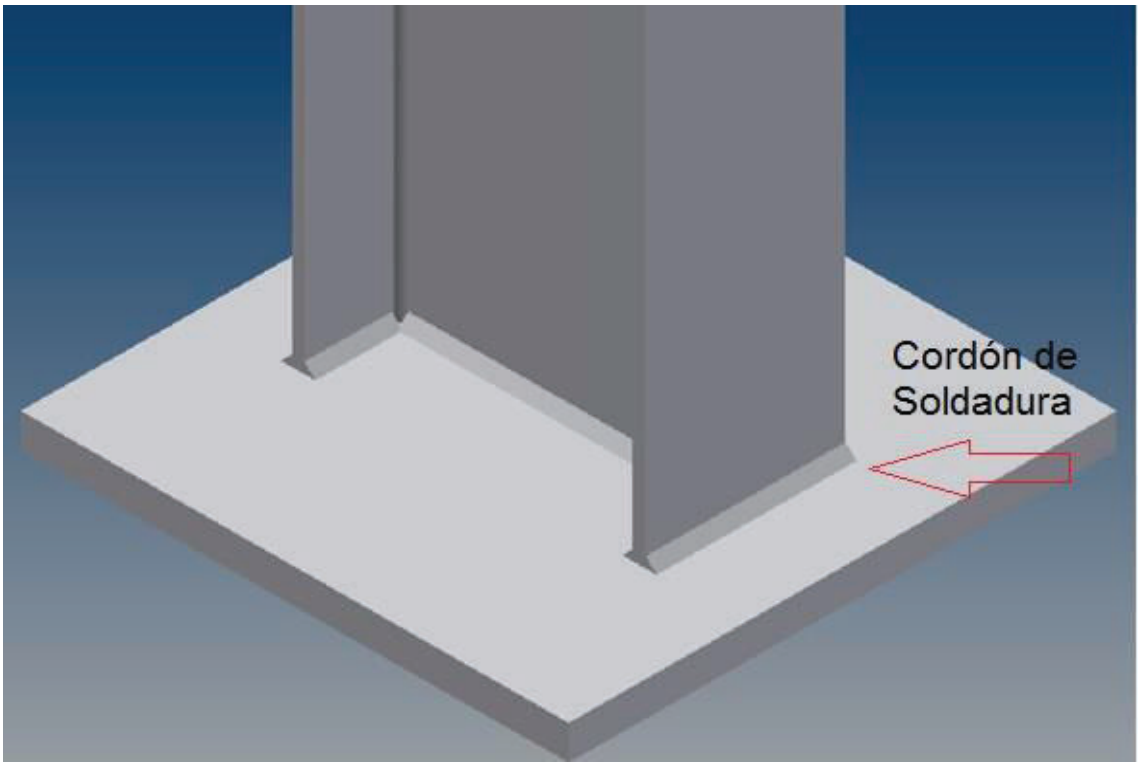

Figura 3. 37 Placa base soldada[29].

[29] AUTODESK., "Professional Inventor", Placa base soldada.

Usando la ecuación 1.51 tenemos:

$$R_n = F \times F_{EEX} \times g_t \times l_{sold} \qquad \textbf{Ec 1. 89}$$

Para llevar a cabo el cálculo se cuenta con los siguientes valores:

F: 0.6 ya que la soldadura es a filete.

F_{EEX}: 60

g_t: 0.707

l_{sold}: 42.525

El valor de F_{EEX} se obtuvo de la tabla de los coeficientes de resistencia de los electrodos la cual se encuentra en el Anexo A1.

Reemplazando:

$$R_n = 0.6 \times 60 \times (t\ x\ 0.707) \times 42.525$$

$$R_n = 1082.34t\ Klb$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{1082.34t}{2} = 541.1t\ klb$$

Se procede a comprobar si el filete de soldadura va soportar la fuerza a la que esta va estar sometido.

$$\frac{3774Kg}{2.2x1000} = 1.71klb$$

Como la soldadura es a filete y usando la tabla J2.4 de la AISC que se refiere a juntas soldadas el tamaño mínimo para soldaduras a filete en este caso es de 5mm, anexo A1 valor obtenido al comparar el espesor del alma del perfil W10x22 que va ser soldado a la placa base.

$$541.1t\ Klb = 541.1x\frac{5}{25.4} = 106.43\ klb$$

Se puede concluir que el diseño de la soldadura cumple con los parámetros establecidos en la AISC ya que va a soportar $1.71klb$, y el cordón está diseñado para soportar $106.43\ Klb$, lo cual nos permite un funcionamiento óptimo.

3.8 CÁLCULO DE LOS PERNOS

3.8.1 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA VIGA PRINCIPAL Y LA VIGA FRONTAL

Los pernos que se usaran en esta junta son ASTM 325 grado 1, para el cálculo de dicha junta se usan las ecuaciones descritas en el capítulo 1 sección 1.22.1

Para el cálculo del módulo de rigidez del perno y luego de varias iteraciones el diámetro del perno va ser de $^1/_2$ pulgada, la longitud de agarre es de 0.715 pulgadas que es la suma de los espesores de los perfiles a unir, el módulo de elasticidad del acero es $2.1x10^6\ {}^{kg}/_{m^2}$ valor encontrado en las tablas del Anexo A1.

A continuación en la figura 3.38 Se observa la disposición de los pernos en la viga frontal y de qué manera actúan las fuerzas que están en la junta entre la viga principal y dicha viga.

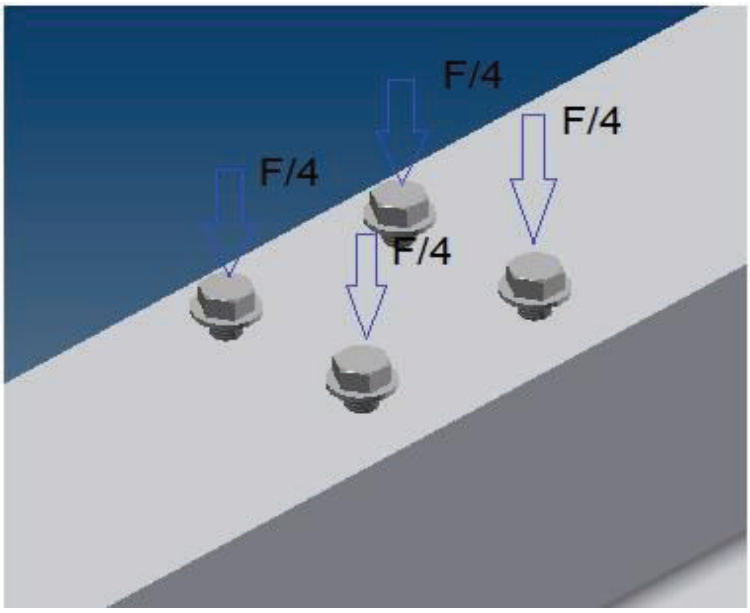

Figura 3. 38 Disposición de las fuerzas sobre la junta empernada.
Fuente: Propia[30]

Para saber cuánta carga va soportar cada perno se procede de la siguiente manera:

$$P = \frac{F}{\#Pernos} = \frac{4}{4} \rightarrow 1T$$

[30] AUTODESK., "Professional Inventor", Fuerzas que actúan sobre los pernos.

Módulo de rigidez del perno

$$l_1 = 0.009779\ m\ \rightarrow perfil$$

$$l_2 = 0.008382m\ \rightarrow perfil$$

$$l_t = 0.01816m\ \rightarrow agarre$$

$$K_b = \frac{\pi * d^2 * E}{4 * l} \qquad \textbf{Ec 1. 90}$$

$$K_b = \frac{\pi * 0.0127^2 * 2.1x10^6}{4 * 0.01816}$$

$$K_b = 14648.75\ {}^{kg}/_{m}$$

Puesto que los espesores son diferentes para cada perfil se procede a calcular la constante de rigidez de los elementos con la siguiente ecuación.

Constante de rigidez

$$K_m = \frac{0.5774 * \pi * E * d}{ln\left(5\frac{0.5774l + 0.5d}{0.5774l + 2.5d}\right)} \qquad \textbf{Ec 1. 91}$$

$$K_{m1} = \frac{0.5774 * \pi * E * d}{ln\left(5\frac{0.5774l_1 + 0.5d}{0.5774l_1 + 2.5d}\right)}$$

$$K_{m1} = 102931.53$$

$$K_{m2} = 115540.97$$

$$K = \frac{1}{K_{m1}} + \frac{1}{K_{m2}} \rightarrow K = 54436.19$$

Fracción de la carga externa P soportada por el perno

$$C = \frac{K_b}{K_b + K_m} \qquad \textbf{Ec 1. 92}$$

$$C = \frac{14648.75}{14648.75 + 54436.19}$$

$$C = 0.21$$

De la tabla A 1.7 del Anexo A1 uno se obtiene los siguientes valores:

Resistencia a la ruptura mínima $Sp = 85Kpsi \rightarrow 5.98x10^{7}\ {}^{Kg}/_{m^2}$

Resistencia última de tracción $Sut = 120Kpsi \rightarrow 8.44x10^{6}\ {}^{Kg}/_{m^2}$

Resistencia a la fluencia $Sy = 92Kpsi \rightarrow 6.47x10^{7}\ {}^{Kg}/_{m^2}$

Todos estos valores descritos anteriormente para el perno.

El área transversal del perno se obtiene de la tabla A 1.7 del Anexo A1

$$A_t = 3.90x10^{-4}m^2$$

Cálculo de precarga del perno

$$0.6F_p \leq F_i \leq 0.9F_p$$

$$F_p = A_t x Sp$$

$$F_p = 3.90x10^{-4}m^2 x 5.98x10^{7}\ {}^{Kg}/_{m^2}$$

$$F_p = 23379.82\ Kg$$

$$F_i(min) = 0.6xF_p \rightarrow F_i(min) = 14027.89kg$$

$$F_i(máx) = 0.9xF_p \rightarrow F_i(máx) = 21041.838kg$$

Se selecciona el mayor valor de precarga por mayor seguridad.

Determinación del factor estático de seguridad.

$$n = \frac{A_t x Sy - F_i}{CP}$$

Reemplazando todos los valores que ya se obtuvieron anteriormente se tiene:

$$n = \frac{3{,}90x10^{-4}x6.47x10^{7} - 21041.838}{0.21x1000}$$

$$n = 19.95$$

Con lo que el diseño de los pernos cumple los parámetros establecidos para su funcionamiento.

Longitud total del perno

Para la longitud total del perno se toma en cuenta el espesor de ambas placas que van a ser unidas, altura de la tuerca del perno, y el uso de dos arandelas, los valores de altura de la altura de la tuerca del perno, y las dos arandelas se toman de tablas las cuales están en el anexo A1.

$$L_T = l_1 + l_2 + h_t + 2l_a$$

$$L_T = 0.385 + 0.330 + 0.75 + 2x0.095$$

$$L_T = 1.655\ pulg \rightarrow 2\ pulg$$

Tentativa del diseño de los agujeros.

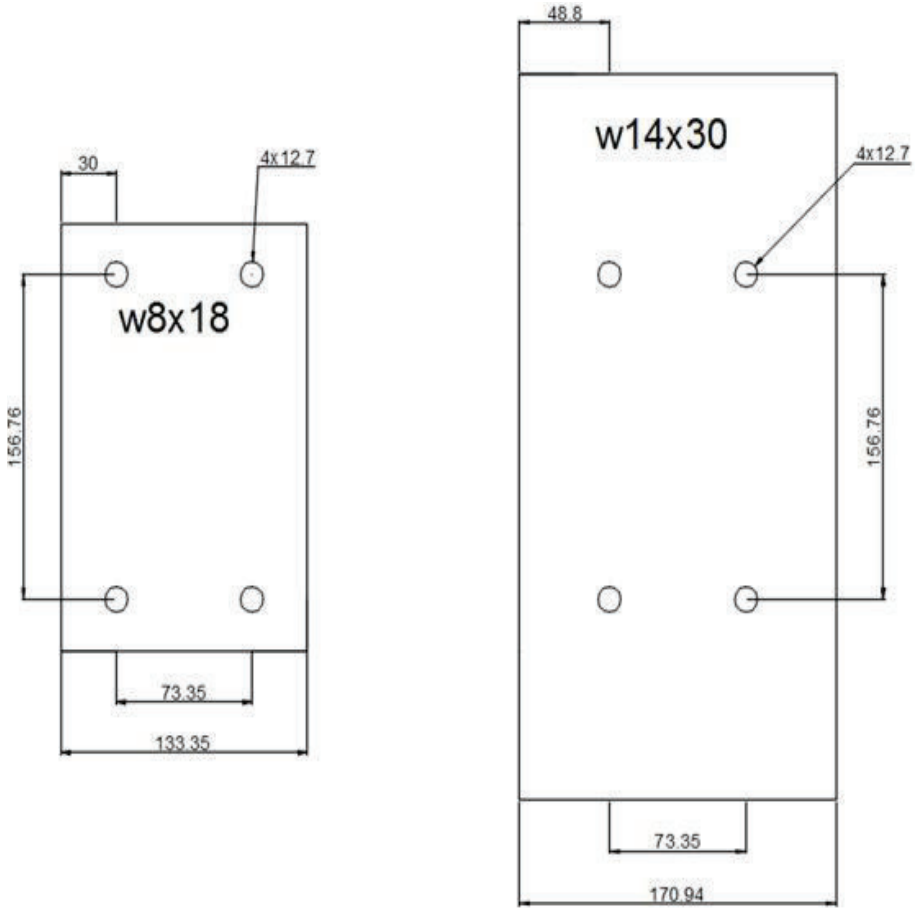

Figura 3. 39 Diseño de los agujeros en las vigas para unir la viga principal y la viga frontal.
Fuente: Propia

Comprobación del diseño de la placa

En la figura 3.39 se puede observar los valores de la distancia de canto $d_C = 30$, el diámetro de los agujeros $\emptyset_{CC} = 12.7$, el gramil $g = 70.35$ dichos valores deben cumplir varios parámetros que se habló en el capítulo 1 sección 1.22.2 los cuales se pueden observar a continuación en la tabla 3.68.

Tabla 3. 68 Comprobación de la geometría de la placa

Tentativa de Diseño	Recomendaciones Geométricas	
$\emptyset_P = 9.525$	$\emptyset_{CC} = \emptyset_P + 3.175$	$\emptyset_{CC}$ =12.7
d_C =30	$d_C \geq 1.5 * \emptyset_{CC}$	$d_C \geq 19.05$
g =73.35	$g \geq 2 * \emptyset_{CC}$	$g \geq 25.4$
$s =$	$s \geq 2 * \emptyset_{CC}$	$s \geq 25.4$

Fuente: Propia

En la tabla 3.68 se puede comprobar la geometría propuesta para la placa, cumple con los parámetros establecidos.

En la figura 3.40 se observa ya la junta empernada entre las vigas una vez comprobada la geometría de las mismas.

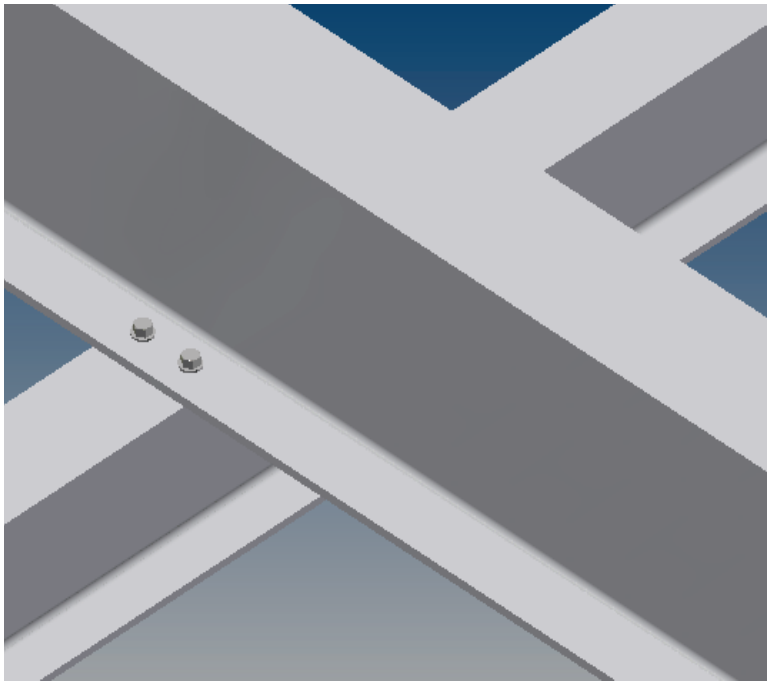

Figura 3. 40 Junta empernada viga principal, viga frontal[31]

[31]AUTODESK., “Professional Inventor”, Junta empernada.

3.8.2 CÁLCULO DE CONEXIONES VIGA COLUMNA

Para llevar a cabo la conexión se va a necesitar de un ángulo el cual va ser calculado a continuación, para que el mismo sea soldado al alma de la columna y luego empernado con las vigas.

Para el cálculo del ángulo se cuenta con la fuerza la cual es 3.775 toneladas se procede de la siguiente manera:

$$F = 3.334\ T \rightarrow F = 8.32\ klb$$

Usando un factor de seguridad de 2.0 y el $Sy = 50$

$$\sigma_t = \frac{F}{A} \leq \frac{Sy}{2}$$

$$A_L = \frac{8.32}{25} \rightarrow A_t = 0.3328\ pulg^2$$

Como se dijo en secciones anteriores se debe seleccionar un ángulo que tenga mayor área que el que se calculó, el ángulo seleccionado es: L2x2x$^3/_8$.

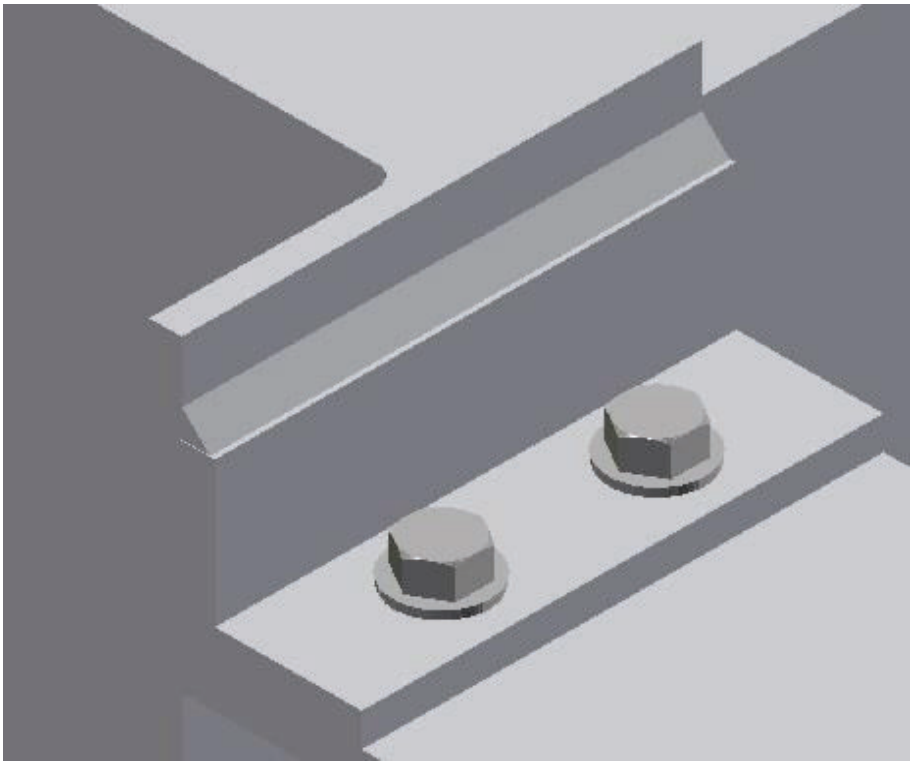

Figura 3. 41 Ángulo de unión viga columna[32]

[32] AUTODESK., “Professional Inventor”, Ángulo.

En la figura 3.41 se observa la disposición del ángulo para la junta viga columna.

3.8.3 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA COLUMNA CON LA VIGA FRONTAL

Como ya se dijo anteriormente los pernos a usar son ASTM 325 grado 1, usando las ecuaciones descritas en el capítulo 1 sección 1.22.1

El diámetro del perno va ser de $^1/_2$ pulgada, la longitud de agarre es la suma de los espesores del perfil y el ángulo, el módulo de elasticidad del acero es $2.1x10^6\ {}^{kg}/_{m^2}$ valor encontrado en las tablas del Anexo A1. En la figura 3.43 se puede observar las fuerzas que actúan en los pernos de la junta viga frontal columna.

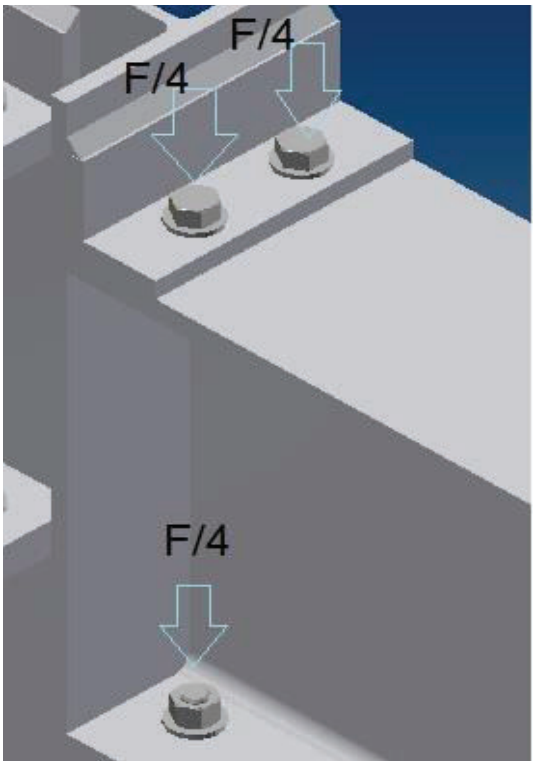

Figura 3. 42 Fuerzas que actúan sobre la junta viga frontal y la columna[33].

Para saber cuánta carga va soportar cada perno se procede de la siguiente manera:

$$P = \frac{F}{\#Pernos} = \frac{1.8}{4} \rightarrow 0.45T$$

[33] AUTODESK., "Professional Inventor", Junta viga frontal columna.

Módulo de rigidez del perno

$$l_1 = 0.008382m \rightarrow perfil$$

$$l_2 = 0.009525m \rightarrow ángulo$$

$$l_t = 0.017902m \rightarrow agarre$$

$$K_b = \frac{\pi * d^2 * E}{4 * l} \quad \textbf{Ec 1. 93}$$

$$K_b = \frac{\pi * 0.0127^2 * 2.1x10^6}{4 * 0.017902}$$

$$K_b = 14844.78\ {}^{kg}/_{m}$$

Puesto que los espesores son diferentes se procede a calcular la constante de rigidez de los elementos con la siguiente ecuación.

Constante de rigidez

$$K_m = \frac{0.5774 * \pi * E * d}{ln\left(5\frac{0.5774l + 0.5d}{0.5774l + 2.5d}\right)} \quad \textbf{Ec 1. 94}$$

$$K_{m1} = 115540.96$$

$$K_{m2} = 104323.16$$

$$K = \frac{1}{K_{m1}} + \frac{1}{K_{m2}} \rightarrow K = 54822.94$$

Fracción de la carga externa P soportada por el perno

$$C = \frac{K_b}{K_b + K_m} \quad \textbf{Ec 1. 95}$$

$$C = \frac{14844.78}{14844.78 + 54822.94}$$

$$C = 0.21$$

De la tabla A 1.9 del Anexo A1 se obtienen los siguientes valores:

Resistencia a la ruptura mínima $Sp = 85Kpsi \rightarrow 5.98x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$

Resistencia última de tracción $Sut = 120Kpsi \rightarrow 8.44x10^6\ {}^{kg}/_{m^2}$

Resistencia a la fluencia $Sy = 92Kpsi \rightarrow 6.47x10^{7}\ {}^{kg}/_{m^2}$

Todos estos valores descritos anteriormente para el perno.

El área transversal del perno se obtiene de la tabla A 1.7 del Anexo A1

$$A_t = 3.90x10^{-4}m^2$$

Cálculo de precarga del perno

$$0.6F_p \leq F_i \leq 0.9F_p$$

$$F_p = A_t x Sp$$

$$F_p = 3.90x10^{-4}m^2 x 5.98x10^{7}\ {}^{kg}/_{m^2}$$

$$F_p = 23379.82\ kg$$

$$F_i(min) = 0.6xF_p \rightarrow F_i(min) = 14027.89kg$$

$$F_i(máx) = 0.9xF_p \rightarrow F_i(máx) = 21041.838kg$$

Se selecciona el mayor valor de precarga por mayor seguridad.

Determinación del factor estático de seguridad.

$$n = \frac{A_t x Sy - F_i}{CP}$$

Reemplazando todos los valores que ya se obtuvieron anteriormente se tiene:

$$n = \frac{3{,}90x10^{-4}x6.47x10^{7} - 21041.838}{0.21x450}$$

$$n = 44.35$$

Con lo que el diseño de los pernos cumple los parámetros establecidos para su funcionamiento.

Longitud total del perno

Para la longitud total del perno se toma en cuenta el espesor de ambas placas que van a ser unidas, altura de la tuerca del perno, y el uso de dos arandelas, los valores de altura de la altura de la tuerca del perno, y las dos arandelas se toman de tablas las cuales están en el anexo A1.

$$L_T = l_1 + l_2 + h_t + 2l_a$$

$$L_T = 0.330 + 0.375 + 0.75 + 2x0.095$$

$$L_T = 1.645pulg \rightarrow 2\,pulg$$

Tentativa de diseño de la placa

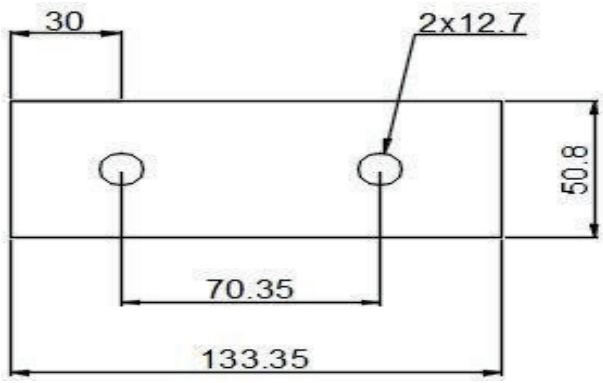

Figura 3. 43 Tentativa de diseño de la placa para la junta entre viga frontal y columna. Fuente propia

Comprobación del diseño de la placa

En la figura 3.43 se puede observar los valores de la distancia de canto $d_C = 30$, el diámetro de los agujeros $\emptyset_{CC} = 12.7$, el gramil $g = 70.35$ dichos valores deben cumplir varios parámetros que se habló en el capítulo 2 sección 1.22.2 los cuales se pueden observar a continuación en la tabla 3.69.

Tabla 3. 69 Comprobación de la geometría de la placa

Tentativa de Diseño	Recomendaciones Geométricas	
$\emptyset_P = 9.525$	$\emptyset_{CC} = \emptyset_P + 3.175$	$\emptyset_{CC} = 12.7$
$d_C = 30$	$d_C \geq 1.5 * \emptyset_{CC}$	$d_C \geq 19.05$
$g = 70.35$	$g \geq 2 * \emptyset_{CC}$	$g \geq 25.4$

Fuente: Propia

En la tabla 3.69 se observa que la geometría de la placa cumple los parámetros de diseño.

3.8.4 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA COLUMNA CON LA VIGA POSTERIOR

El diámetro del perno va ser de $^1/_2$ pulgada. Para saber cuánta carga va soportar cada perno se procede de la siguiente manera:

$$P = \frac{F}{\#Pernos} = \frac{3.774}{4} \rightarrow 0.9435T$$

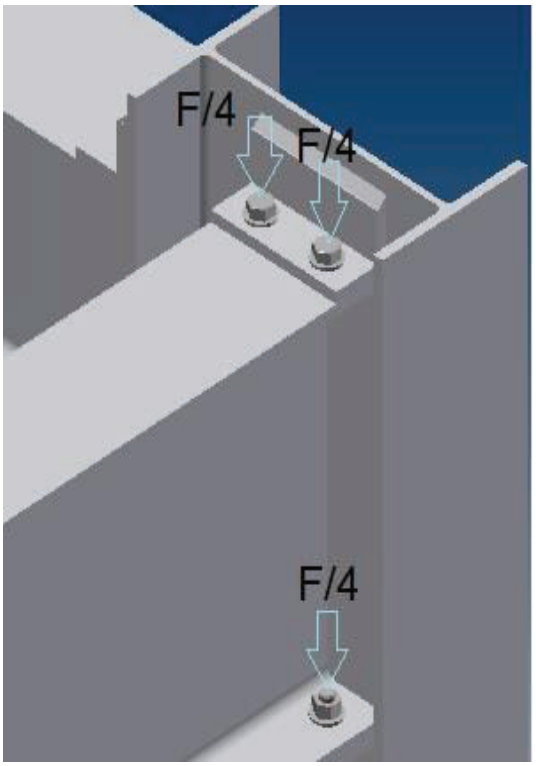

Figura 3. 44 Fuerzas que actúan sobre la junta viga posterior y la columna[34]

En la figura 3.44 se puede observar las fuerzas que actúan sobre la junta de la viga posterior y la columna.

Módulo de rigidez del perno

$$l_1 = 0.008509m \rightarrow perfil$$

$$l_2 = 0.009525m \rightarrow ángulo$$

$$l_t = 0.018034m \rightarrow agarre$$

$$K_b = \frac{\pi * d^2 * E}{4 * l} \qquad \textbf{Ec 1. 96}$$

$$K_b = \frac{\pi * 0.0127^2 * 2.1x10^6}{4 * 0.018034}$$

$$K_b = 14751.10\ {}^{kg}/_{m}$$

[34] AUTODESK., “Professional Inventor”, Junta viga posterior columna

Puesto que los espesores son diferentes se procede a calcular la constante de rigidez de los elementos con la siguiente ecuación.

Constante de rigidez

$$K_m = \frac{0.5774 * \pi * E * d}{ln\left(5\frac{0.5774l + 0.5d}{0.5774l + 2.5d}\right)} \quad \textbf{Ec 1. 97}$$

$$K_{m1} = 113759.38$$

$$K_{m2} = 104323.16$$

$$K = \frac{1}{K_{m1}} + \frac{1}{K_{m2}} \rightarrow K = 54418.55$$

Fracción de la carga externa P soportada por el perno

$$C = \frac{K_b}{K_b + K_m} \quad \textbf{Ec 1. 98}$$

$$C = \frac{14751.10}{14751.10 + 54418.55}$$

$$C = 0.21$$

De la tabla A 1.9 del Anexo A1 se obtienen los siguientes valores:

Resistencia a la ruptura mínima $Sp = 85Kpsi \rightarrow 5.98x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$

Resistencia última de tracción $Sut = 120Kpsi \rightarrow 8.44x10^6\ {}^{kg}/_{m^2}$

Resistencia a la fluencia $Sy = 92Kpsi \rightarrow 6.47x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$

Todos estos valores descritos anteriormente para el perno.

El área transversal del perno se obtiene de la tabla A 1.7 del Anexo A1

$$A_t = 3.90x10^{-4}m^2$$

Cálculo de precarga del perno

$$0.6F_p \leq F_i \leq 0.9F_p$$

$$F_p = A_t x Sp$$

$$F_p = 3.90x10^{-4}m^2 x 5.98x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$$

$$F_p = 23379.82\ Kg$$

$$F_i(min) = 0.6xF_p \rightarrow F_i(min) = 14027.89kg$$

$$F_i(máx) = 0.9xF_p \rightarrow F_i(máx) = 21041.838kg$$

Se selecciona el mayor valor de precarga por mayor seguridad.

Determinación del factor estático de seguridad.

$$n = \frac{A_t x Sy - F_i}{CP}$$

Reemplazando todos los valores que ya se obtuvieron anteriormente se tiene:

$$n = \frac{3{,}90x10^{-4}x6.47x10^{7} - 21041.838}{0.21x943.5}$$

$$n = \ 21.15$$

Con lo que el diseño de los pernos cumple los parámetros establecidos para su funcionamiento.

Longitud total del perno

Para la longitud total del perno se toma en cuenta el espesor de ambas placas que van a ser unidas, altura de la tuerca del perno, y el uso de dos arandelas, los valores de altura de la altura de la tuerca del perno, y las dos arandelas se toman de tablas las cuales están en el anexo A1.

$$L_T = l_1 + l_2 + h_t + 2l_a$$

$$L_T = 0.335 + 0.375 + 0.75 + 2x0.095$$

$$L_T = 1.65pulg \rightarrow 2\ pulg$$

Tentativa de diseño de la placa

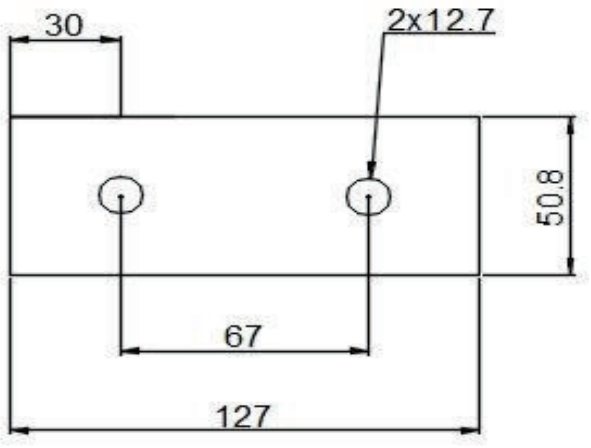

Figura 3. 45 Tentativa de diseño de la placa para la junta entre viga frontal y columna.
Fuente propia

Comprobación del diseño de la placa

En la figura 3.45 se puede observar los valores de la distancia de canto $d_C = 30$, el diámetro de los agujeros $\emptyset_{CC} = 12.7$, el gramil $g = 67$ dichos valores deben cumplir varios parámetros que se habló en el capítulo 1 sección 1.22.2 los cuales se pueden observar a continuación en la tabla 3.70.

Tabla 3. 70 Comprobación de la geometría de la placa

Tentativa de Diseño	Recomendaciones Geométricas	
$\emptyset_P = 9.525$	$\emptyset_{CC} = \emptyset_P + 3.175$	$\emptyset_{CC} = 12.7$
$d_C = 30$	$d_C \geq 1.5 * \emptyset_{CC}$	$d_C \geq 19.05$
$g = 67$	$g \geq 2 * \emptyset_{CC}$	$g \geq 25.4$

Fuente: Propia

En la tabla 3.70 se observa que la geometría de la placa cumple los parámetros de diseño.

4.10.5 CÁLCULO ESTÁTICO DE LOS PERNOS DE LA COLUMNA CON LA VIGA LATERAL

El diámetro del perno es de $^1/_2$ pulgada. Para saber cuánta carga va soportar cada perno se procede de la siguiente manera:

$$P = \frac{F}{\#Pernos} = \frac{1.8}{4} \rightarrow 0.45T$$

En la figura 3.46 se puede observar de qué manera actúan las fuerzas en la junta de la viga lateral y la columna.

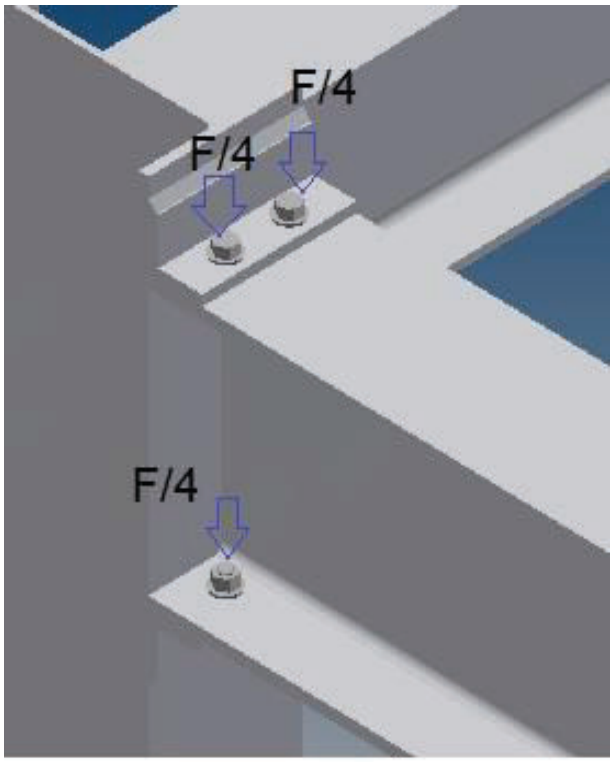

Figura 3. 46 Fuerzas que actúan sobre la junta viga lateral y la columna[35]

Módulo de rigidez del perno

$$l_1 = 0.0111m \rightarrow perfil$$

$$l_2 = 0.009525m \rightarrow ángulo$$

$$l_t = 0.020625m \rightarrow agarre$$

$$K_b = \frac{\pi * d^2 * E}{4 * l} \qquad \textbf{Ec 1. 99}$$

$$K_b = \frac{\pi * 0.0127^2 * 2.1x10^6}{4 * 0.020625}$$

$$K_b = 12898.00\ {}^{kg}/_{m}$$

Puesto que los espesores son diferentes se procede a calcular la constante de rigidez de los elementos con la siguiente ecuación.

[35] AUTODESK., "Professional Inventor", Junta viga lateral columna

Constante de rigidez

$$K_m = \frac{0.5774 * \pi * E * d}{ln\left(5\frac{0.5774l + 0.5d}{0.5774l + 2.5d}\right)} \quad \text{Ec 1. 100}$$

$$K_{m1} = 94336.90$$

$$K_{m2} = 104323.16$$

$$K = \frac{1}{K_{m1}} + \frac{1}{K_{m2}} \rightarrow K = 49439.52$$

Fracción de la carga externa P soportada por el perno

$$C = \frac{K_b}{K_b + K_m} \quad \text{Ec 1. 101}$$

$$C = \frac{12898.00}{12898.00 + 49439.52}$$

$$C = 0.20$$

De la tabla A 1.9 del Anexo A1 se obtienen los siguientes valores:

Resistencia a la ruptura mínima $Sp = 85Kpsi \rightarrow 5.98x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$

Resistencia última de tracción $Sut = 120Kpsi \rightarrow 8.44x10^6\ {}^{kg}/_{m^2}$

Resistencia a la fluencia $Sy = 92Kpsi \rightarrow 6.47x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$

Todos estos valores descritos anteriormente para el perno.

El área transversal del perno se obtiene de la tabla A 1.7 del Anexo A1

$$A_t = 3.90x10^{-4}m^2$$

Cálculo de precarga del perno

$$0.6F_p \leq F_i \leq 0.9F_p$$

$$F_p = A_t x Sp$$

$$F_p = 3.90x10^{-4}m^2 x 5.98x10^7\ {}^{kg}/_{m^2}$$

$$F_p = 23379.82\ Kg$$

$$F_i(min) = 0.6xF_p \rightarrow F_i(min) = 14027.89kg$$

$$F_i(máx) = 0.9xF_p \rightarrow F_i(máx) = 21041.838kg$$

Se selecciona el mayor valor de precarga por mayor seguridad.

Determinación del factor estático de seguridad.

$$n = \frac{A_t x Sy - F_i}{CP}$$

Reemplazando todos los valores que ya se obtuvieron anteriormente se tiene:

$$n = \frac{3{,}90x10^{-4}x6.47x10^{7} - 21041.838}{0.20x450}$$

$$n = 46.45$$

Con lo que el diseño de los pernos cumple los parámetros establecidos para su funcionamiento.

Longitud total del perno

Para la longitud total del perno se toma en cuenta el espesor de ambas placas que van a ser unidas, altura de la tuerca del perno, y el uso de dos arandelas, los valores de altura de la altura de la tuerca del perno, y las dos arandelas se toman de tablas las cuales están en el anexo A1.

$$L_T = l_1 + l_2 + h_t + 2l_a$$

$$L_T = 0.440 + 0.375 + 0.75 + 2x0.095$$

$$L_T = 1.755pulg \rightarrow 2\,pulg$$

Tentativa de diseño de la placa

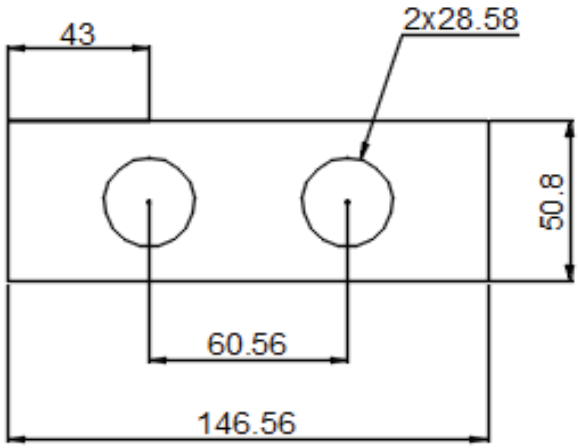

Figura 3. 47 Tentativa de diseño de la placa para la junta entre viga lateral y columna. Fuente propia

Comprobación del diseño de la placa

En la figura 3.47 se puede observar los valores de la distancia de canto $d_C = 43$, el diámetro de los agujeros $\emptyset_{CC} = 14.29$, el gramil $g = 60.65$ dichos valores deben cumplir varios parámetros que se habló en el capítulo 2 sección 1.22.2 los cuales se pueden observar a continuación en la tabla 3.71.

Tabla 3. 71 Comprobación de la geometría de la placa

Tentativa de Diseño	Recomendaciones Geométricas	
$\emptyset_P = 25.4$	$\emptyset_{CC} = \emptyset_P + 3.175$	$\emptyset_{CC} = 28.575$
$d_C = 43$	$d_C \geq 1.5 * \emptyset_{CC}$	$d_C \geq 42.8625$
$g = 60.56$	$g \geq 2 * \emptyset_{CC}$	$g \geq 57.15$

Fuente: Propia

En la tabla 3.71 se puede comprobar que la geometría planteada cumpla con los parámetros de diseño.

3.8.5 CÁLCULO DE LA SOLDADURA DEL ÁNGULO Y LA COLUMNA

Para calcular dicha soldadura se procede de la misma manera en que calculó la soldadura entre la columna y la placa base, usando el mismo electrodo E6011.

En la figura 3.48 se puede observar de qué manera actúa la fuerza en la soldadura del ángulo con la columna.

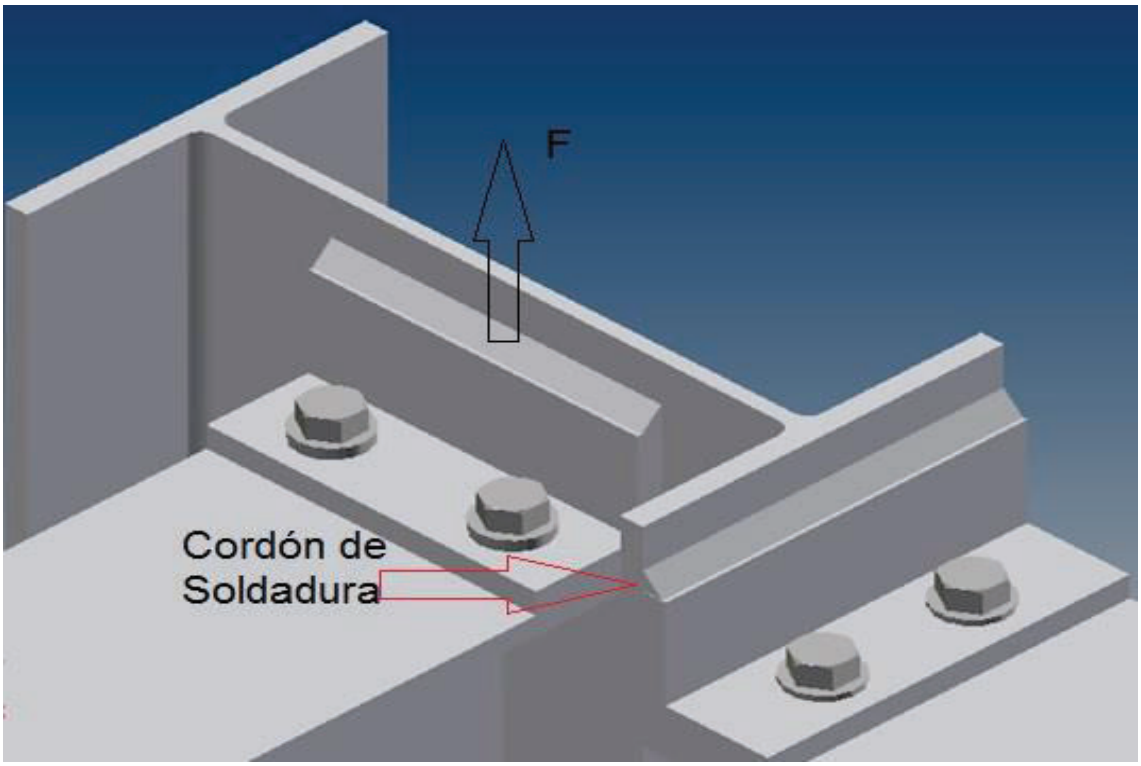

Figura 3. 48 Fuerza que actúa en el cordón de soldadura, cordón de soldadura[36]

Usando la ecuación 1.51 se tiene:

Ec 1. 51

$$R_n = F \times F_{EEX} \times g_t \times l_{sold}$$

Para llevar a cabo el cálculo se cuenta con los siguientes valores:

F: 0.6 ya que la soldadura es a filete.

F_{EEX}: 60

g_t: 0.707

l_{sold}: 5.750

El valor de F_{EEX} se obtuvo de la tabla de los coeficientes de resistencia de los electrodos la cual se encuentra en el Anexo A1.

Reemplazando:

$$R_n = 0.6 \times 60 \times (t\ x\ 0.707) \times 5.750$$

[36] AUTODESK., "Professional Inventor", Junta soldada ángulo.

$$R_n = 146.35t\ klb$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{146.35t}{2} = 73.17t\ klb$$

Se procede a comprobar si el filete de soldadura va soportar la fuerza a la que esta va estar sometido.

$$\frac{3774Kg}{2.2x1000} = 1.71klb$$

Como la soldadura es a filete y usando la tabla J2.4 de la AISC que se refiere a juntas soldadas el tamaño mínimo para soldaduras a filete en este caso es de 5mm, anexo A1 valor obtenido al comparar el espesor del alma del ángulo L2x2x$^3/_8$ que va ser soldado a la columna.

$$73.17t\ Klb = 73.17x\frac{5}{25.4} = 14.4\ klb$$

Se puede concluir que el diseño de la soldadura cumple con los parámetros establecidos en la AISC ya que va a soportar $1.71klb$, y el cordón está diseñado para soportar $14.4\ Klb$, lo cual nos permite un funcionamiento óptimo.

3.9 UNIÓN Y SUJECIÓN DE LOS CABLES

Para llevar a cabo la unión y sujeción del cable que funciona como contra peso en el elevador modular de carga se realizó el cálculo previo de la tensión que este iba a soportar la cual es de 19.45 toneladas, el diámetro del perno para su sujeción que es de 3,702 centímetros, para la facilidad de encontrar dicho perno en el mercado nacional se usó uno de 3,81 centímetros que equivale a un perno de 1-1/2 pulgadas y con la ayuda de tablas se seleccionó el número de abrazaderas y el doblado del cable. Toda la información que se usó para llevar a cabo el cálculo se encuentra en el Anexo A2.

Para garantizar el correcto funcionamiento de todas las juntas de las que está constituido el elevador modular de carga, el cable se realizó la simulación en el software Autodesk Inventor profesional los resultados se encuentran en el Anexo A3.

3.10 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO MEDIANTE EL USO DEL SOFTWARE SAP 2000

SAP 2000 es un software de diseño estructural, el cual facilita en todos los aspectos el cálculo de las estructuras con las que se trabaja en el mismo.

"El modelo de cálculo que SAP 2000 usa en sus interacciones es de tipo lineal, pues usa una matriz de rigidez como parámetros para obtener los resultados de manera gráfica y expresada en colores. Para ello el software define al material con un comportamiento elástico perfectamente plástico se puede observar en la figura 3.49 pues esto hace que los resultados sean bastante próximos al comportamiento real de una estructura, pero este depende exclusivamente del tipo de material que se use durante la modelación.[37]"

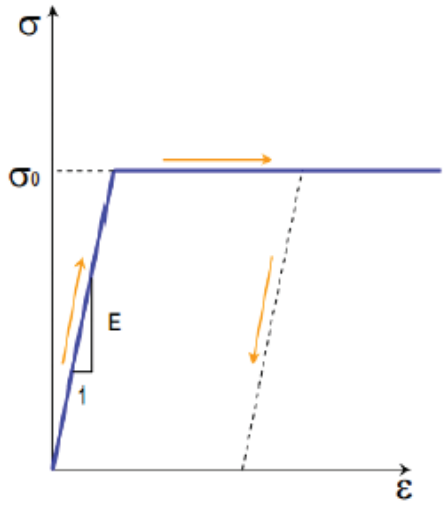

Figura 3. 49 Comportamiento elástico perfectamente plástico del material[38].

3.10.1 SELECCIÓN DEL MATERIAL

Para iniciar con los cálculos pertinentes se procede a seleccionar el material del cual va estar hecha la estructura. El programa SAP 2000 V17 tiene materiales por defecto, pero en nuestro caso se debe definir el material el cual va ser el acero ASTM A588. En la figura 3.50 se muestra de qué manera se selecciona el material de la estructura.

---

[37] MELÉNDEZ O., NARANJO A., "Guía para normar la fabricación y montaje de las estructuras de acero para vallas publicitarias para la empresa Global Printing CIA. LTDA. (Digital Press)". Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, 2014, Pág. 111,112

[38] http://alojamientos.uva.es/guiadocente/uploads.pdf

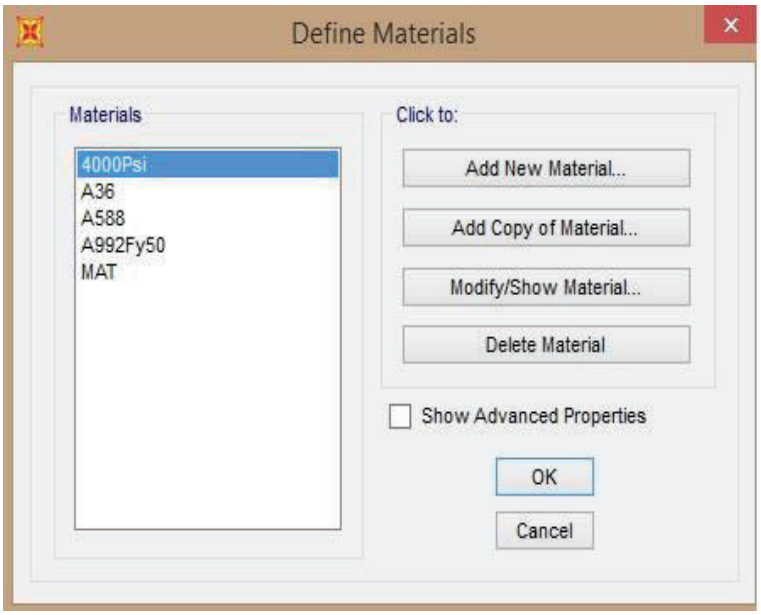

Figura 3. 50 Selección del material de la estructura[39]

3.10.2 SELECCIÓN DE LOS PERFILES DE LA ESTRUCTURA

Con la ayuda del programa SAP2000 V17, se procede a la selección de los perfiles de las columnas, vigas, arriostres. Como ya se realizó previamente el cálculo de los perfiles que se usaran en la estructura únicamente se procede a seleccionar dichos perfiles, para una vez realizado el esquema del elevador designar cada perfil a las vigas y a las columnas. Esto se puede observar en la figura 3.51.

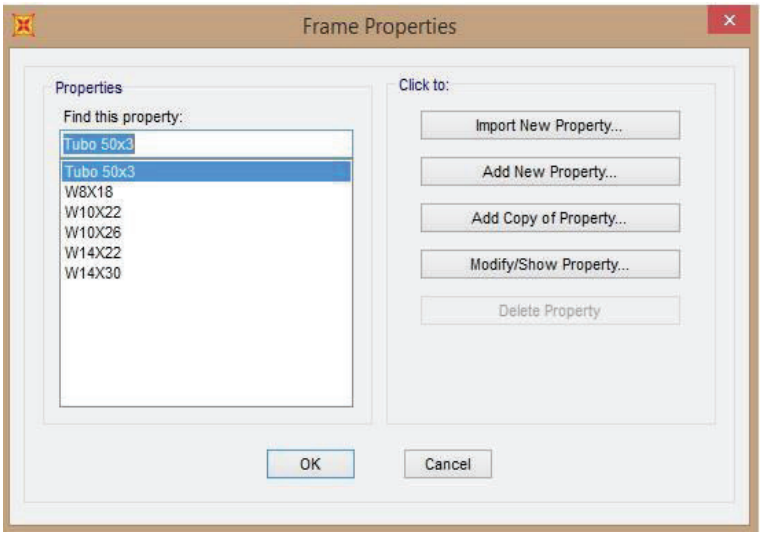

Figura 3. 51 Selección de perfiles[40]

[39] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Definición de materiales.
[40] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Selección de perfiles.

3.11 DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA

En el programa SAP2000 V17.0.0 se cuenta con cuatro patrones de carga los mismos que son:

- Carga muerta (Dead Load)
- Carga viva (Live Load)
- Carga de viento (Wind Load)
- Carga de sismo (Quake Load)

Dichos patrones son ingresados en el programa según sea la funcionalidad de la estructura. En nuestro caso se va usar la carga viva que está definida por 2.5 toneladas, ya que hay que sobredimensionar la estructura. Y la carga muerta que es el peso propio de la estructura. Todas estas cargas son calculadas previamente de manera manual ajustándose a distintos parámetros. Y ajustándose a las distintas normas que se manejan en nuestro país. En la figura 3.52 se indican los patrones de carga.

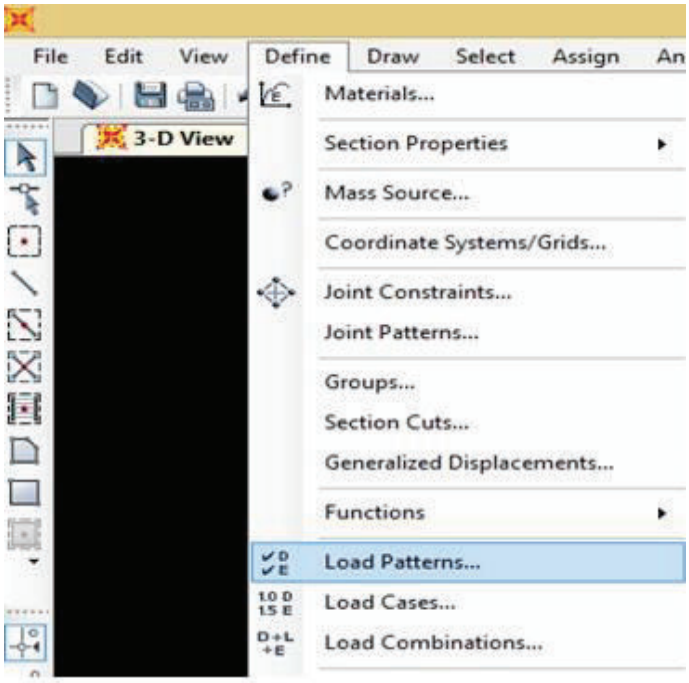

Figura 3. 52 Patrones de Carga[41]

[41] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., “SAP2000 V17.0.0 Ultimate”, Patrones de Carga.

3.11.1 CARGA MUERTA (DEAD LOAD)

Se define como un factor multiplicador la unidad 1, ya que la norma ecuatoriana de construcción define que los análisis estructurales serán análisis lineales. A continuación en la figura 3.53 se indica de qué manera se procede para cargar dicha carga en el programa.

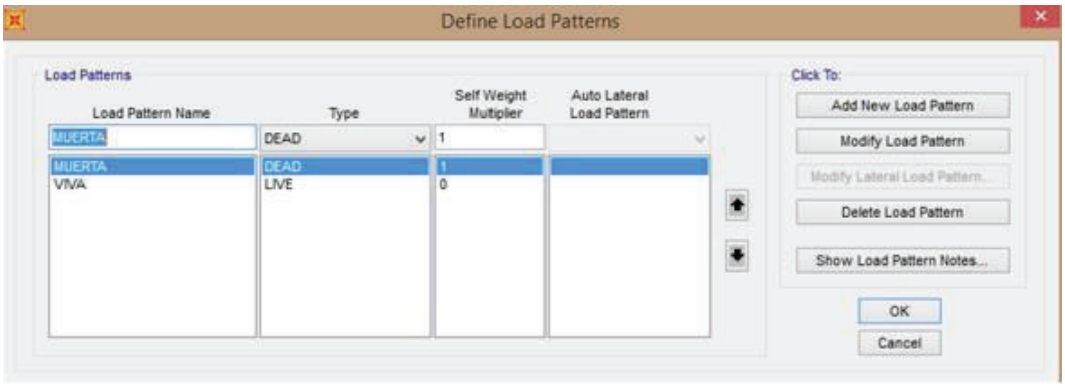

Figura 3. 53 Patrón de carga muerta[42]

3.11.2 CARGA VIVA (LIVE LOAD)

Se procede de la misma manera que la carga muerta, pero seleccionando LIVE. En la figura 3.54 se observa la selección de carga viva.

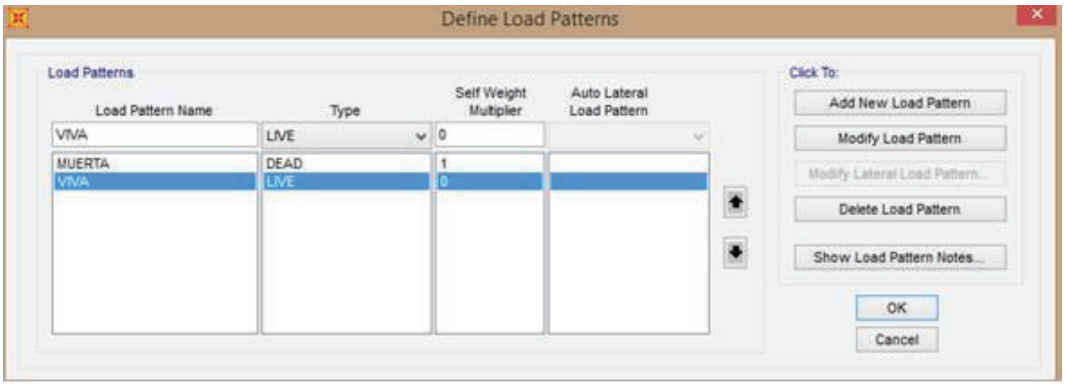

Figura 3. 54 Patrón de carga viva[43].

3.12 DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA

Para usar los patrones de carga, se procede a definir los casos de carga a los que va estar sometida la estructura. Una vez hecho esto se le indica al software que patrones de carga va usar en la estructura, y si dichos factores deben ser

[42] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Patrón de carga muerta.
[43] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Patrón de carga viva.

multiplicados por un factor adicional caso contrario será 1. En la figura 3.55 se muestra como se debe modificar una carga para ser usada en un patrón de carga.

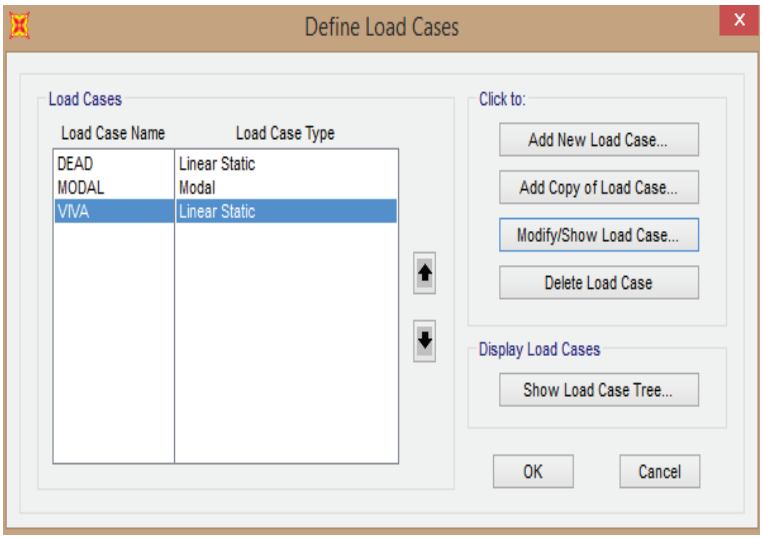

Figura 3. 55 Definición de casos de carga.[44]

3.13 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA

Una vez seleccionado el material, los perfiles, definidos los patrones de carga, definidos los casos de carga se procede a realizar el esquema de la de la estructura. La cual se puede observar en la figura 3.56.

[44] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Definición de casos de carga.

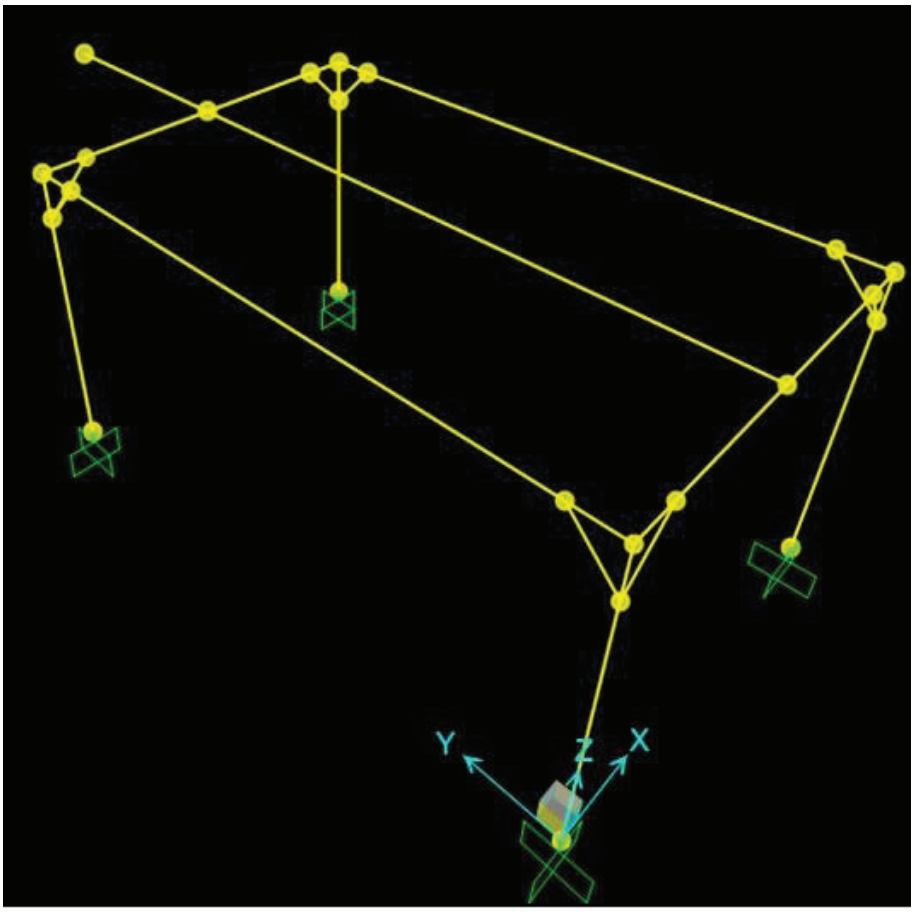

Figura 3. 56 Esquema de la estructura[45]

3.14 ASIGNACIÓN DE CONDICIONES DE JUNTA

Dibujada ya la estructura, se procede asignar las condiciones que van a tener cada junta, estas sean condiciones de empotramiento, apoyo simple, o restricciones simples de traslación o giro según sea el caso en cada miembro.

Para llevar a cabo dicha asignación se procede a señalar de manera individual las juntas de cada elemento.

Como se ha considerado las cuatro columnas van estar soldadas por lo cual en no van a trasladarse ni a rotar. De la misma manera unión columna viga va empernada y va contar con la misma restricción. En las figuras 3.57 y 3.58 se puede observar de qué manera se realiza dicha restricción.

[45] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., “SAP2000 V17.0.0 Ultimate”, Esquema de la estructura.

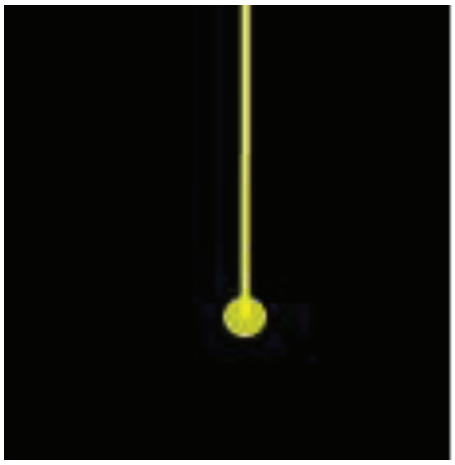

Figura 3. 57 Selección de la junta o nodo.[46]

Figura 3. 58 Asignación de restricciones.[47]

Como se asignó la restricción en la base de la columna, se procede de la misma manera con el resto de juntas usando la restricción que sea necesaria.

3.15 RESTRICCIONES DEL TIPO DE JUNTA

El software de diseño SAP2000 nos permite saber de qué manera está trabajando la junta entre dos elementos ya sea esta soldada, empernada, u otras opciones.

Para este caso particular se va a trabajar:

- Restricción tipo Body.
- Restricción tipo Weld.

---

[46] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., “SAP2000 V17.0.0 Ultimate”, Selección de la junta o nodo.

[47] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., “SAP2000 V17.0.0 Ultimate”, Asignación de restricciones.

- Restricción tipo Beam.

Restricción tipo Body: Asignada a los elementos que van a trabajar como un cuerpo rígido.

Restricción tipo Weld: Asignada a elementos soldados que trabajan de manera tal que transmiten esfuerzos o distribuyen los mismos.

Restricción tipo Beam: Las juntas unidas por este punto trabajan como una sola viga. La cual fue asignada a la viga principal.

3.16 CÁLCULO DE CARGAS ESTÁTICAS

Para realizar el cálculo estructural, y como ya se dijo en la sección 1.8 donde se habla de las diferentes cargas que actúan en las estructuras, las cargas estáticas en gran parte pertenecen al peso de la estructura y al uso que se le va a dar a la misma.

3.16.1 CARGA MUERTA (D)

Para determinar dicha carga se toma en cuenta lo siguiente:

- Peso de los perfiles de las vigas.
- Peso de los perfiles de las columnas.
- Peso de los perfiles que van a ser usados para los Arriostramientos.

El peso del resto de elementos que conforman la estructura tales como: ménsulas, cables, pernos, acoples, etc. No se los considera ya que su peso es ínfimo en relación con las vigas por tal razón se los desprecia. El peso de la estructura es calculado por el software SAP2000 V17.

3.16.2 CARGA VIVA (L)

La carga viva en nuestro caso va ser de 2.5 toneladas, con el fin de sobredimensionar la estructura y esta no falle con las 2 toneladas que va ser su régimen de trabajo habitual. Para ello en la figura 3.59 se muestra de qué forma se realiza la dicha carga en el programa SAP 2000.

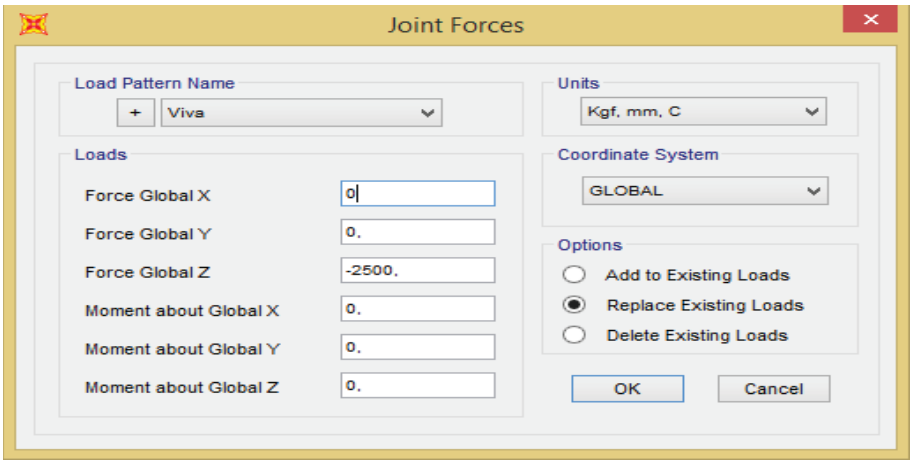

Figura 3. 59 Asignación de carga viva.[48]

En la figura 3.60 se puede ver la carga viva como actúa en la estructura como esta se muestra en la estructura.

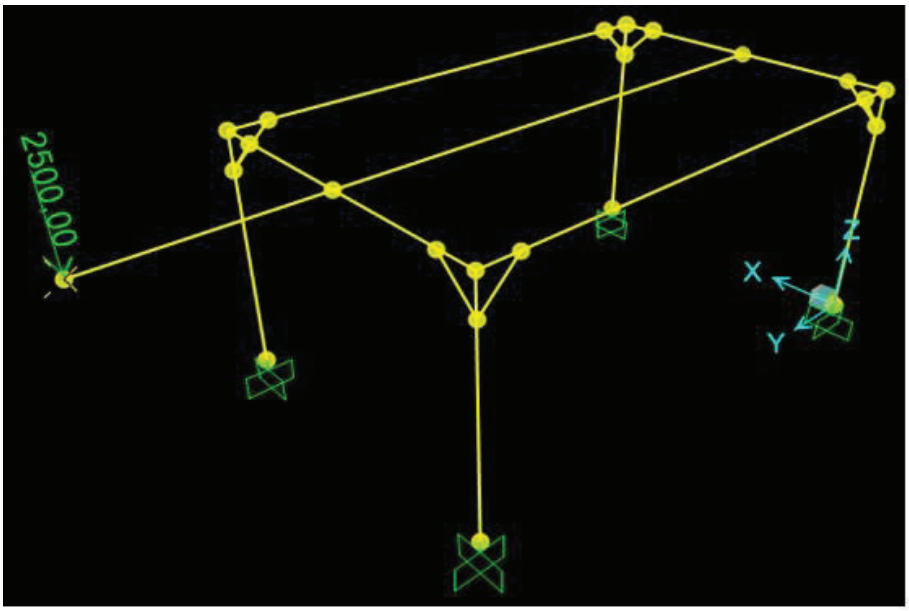

Figura 3. 60 Estructura cargada, con carga Viva.[49]

3.16.3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Ya definidos todos los parámetros en la estructura y cargada de la manera correcta se procede a realizar el análisis pertinente de la misma, para que esto ocurra de manera correcta se debe escoger todos los casos de carga que ya se definio. En la

[48] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Asignación de carga Viva,
[49] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., "SAP2000 V17.0.0 Ultimate", Estructura cargada con carga Viva.

figura 3.61 se observa que el programa va a correr únicamente los dos casos de carga que ya se definieron.

Figura 3. 61 Análisis de la Estructura[50]

3.16.4 RESULTADOS

Una vez corrido el programa SAP2000 se obtiene los distintos resultados tales como: deformaciones por cargas, reacciones, diagrama de momentos flectores, diagrama de fuerza cortante, lo que nos da lugar a conocer el comportamiento de la estructura.

El programa se encarga de analizar cada sección de la estructura, es decir realiza la verificación del elevador modular de carga.

El software nos da la oportunidad de saber de qué manera van a comportarse los perfiles que previamente se selecciono, el programa analiza con los diferentes tipos de carga, a continuación en la figura 3.62 se muestran que todos los perfiles seleccionados son los más idóneos para el elevador.

[50] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., “SAP2000 V17.0.0 Ultimate”, Análisis de la Estructura

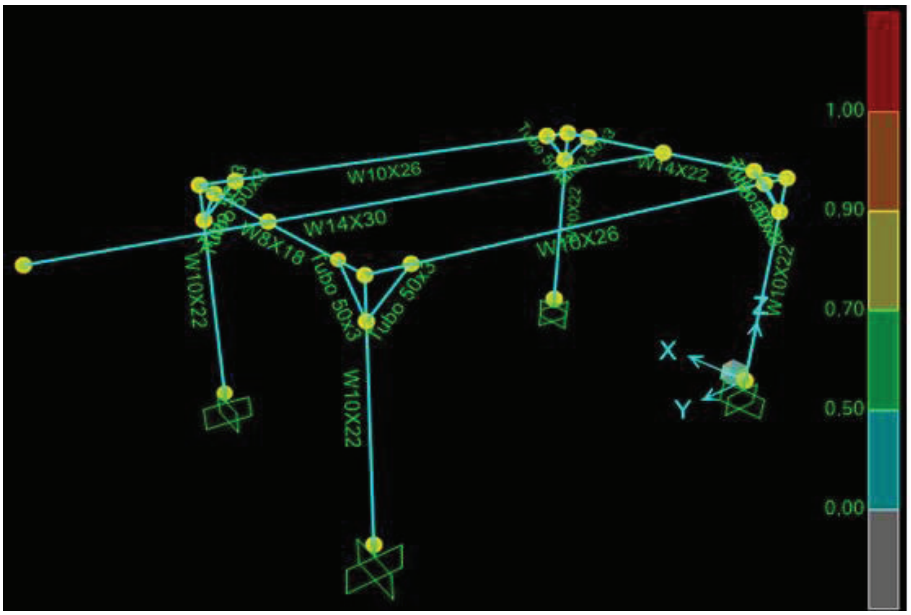

Figura 3. 62 Perfiles seleccionados para la estructura.[51]

3.16.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El software nos da la oportunidad como otros programas de visualizar los resultados en forma de tablas. Todo depende lo que seleccione el usuario, en nuestro caso se mostraran los resultados de los cálculos realizados tales como esfuerzos, reacciones y los resultados del diseño. Dichos resultados se encuentran tabulados en el anexo A4.

3.16.6 PERFILES

Los perfiles usados en el elevador modular de carga y sus características se encuentran en el anexo A5.

3.17 FABRICACIÓN Y MONTAJE

3.17.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Los elementos deberán ser fabricados y pre ensamblados en el taller, en secciones manejables y que cumplan los parámetros establecidos en los planos de taller, y la ingeniería de detalle, para que de esta manera sean probados en taller y tengan un ajuste correcto.

---

[51] COMPUTERS AND STRUCTURES Inc., “SAP2000 V17.0.0 Ultimate”, Perfiles seleccionados para la estructura.

En la industria se cuenta con cuatro procesos de fabricación los cuales son:

- Conformado mecánico por arranque de viruta (Virutaje).
- Conformado mecánico sin arranque de viruta (Deformación Plástica).
- Conformado mecánico por soldadura.
- Conformado mecánico por fundición.

De los cuatro procesos antes expuestos se puede obtener los materiales que van ser usados, para la construcción del elevador modular de carga. Para ello se procede de la siguiente manera.

3.17.2 DISEÑO DE PLANOS PARA CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE

El momento en que se culminó con el proyecto estructural, el fabricante procede a la elaboración de los planos de taller. Los planos de taller deben realizarse para todos los elementos que forman parte de la estructura de acero del elevador modular de carga. Dichos planos deben ser verificados por el ingeniero estructural. Los planos de taller deben incluir todos los detalles necesarios, conexiones, pernos, perfiles, tamaños, espaciamientos, por nombrar algunos. El responsable de la fabricación y montaje es el encargado del aseguramiento de la calidad.

3.17.3 FABRICACIÓN

Los detalles que van a tener todos los miembros de la estructura van a cumplir con los parámetros establecidos en la AISC. Los perfiles a usar para la elaboración del elevador son todos de tipo w.

Todas las piezas se fabrican con planos de taller especificados y detallados, además se exige el certificado de calidad del acero por parte del proveedor.

Los cuales deben ser cortados a medida previamente al traslado al sitio de montaje en taller. Proporcionar todos los pernos de anclaje, placa base, pernos de alta resistencia etc., en fin todos los materiales a ser usados. Para las soldaduras todas estas deben estar regidas a norma, en este caso AWS D1.1.

Las placas base deben ser rectas. Los extremos de las columnas que van estar en contacto con placa base deben ser dejadas a escuadra, las placas base deben ser soldadas en taller.

3.17.4 TRANSPORTE Y MONTAJE

Todas las piezas son embarcadas en plataformas con una capacidad adecuada para garantizar la seguridad en el transporte.

Ya en campo, los elementos pre fabricados en taller son verificados tanto en sentido como en posición.

Para el momento del montaje si es necesario se usa grúas con características específicas de acuerdo sea el tamaño de los elementos o piezas.

3.17.5 PINTURA Y ACABADO

Una vez ya terminada la estructura se la pinta con una mano de anticorrosivo en taller, una mano adicional de retoque al finalizar el montaje. Ya que el proyecto lo requiere se aplicara pintura de acabado.

3.17.6 PLANOS Y WPS

Los WPS y los planos se encuentran en los anexos A6 y anexo A7 respectivamente.

3.17.7 CONSTRUCCIÓN DE LA MÁQUINA ELEVADORA DE CARGA

La construcción del elevador modular de carga se llevara a cabo en un taller mecánico el cual cuenta con todas las herramientas necesarias, para llevar a cabo todos los elementos que constituyen la máquina. Como se dijo en secciones anteriores los planos de taller se encuentran en el anexo A7 los cuales cuentan con toda la ingeniería de detalle para llevar acabo todos los procesos.

3.17.7.1 REQUERIMIENTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Para la construcción de cada uno de los elementos de los que está constituido la máquina se requiere de equipos, materiales, herramientas, instrumentos etc.

Máquinas y Equipos

- Amoladora
- Compresor
- Esmeril
- Soldadora
- Sierra Eléctrica

- Taladro

Herramientas

- Brocas
- Escuadra
- Martillo
- Lima
- Sierra de arco

Instrumentos de Medición

- Calibrador pie de rey
- Flexo metro
- Escuadra
- Nivel

Materia Prima

- Perfiles estructurales
- Plancha de acero A588

Elementos Adicionales

- Trolley
- Polipasto

3.17.7.2 FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COSNTITUYEN EL ELEVADOR MODULAR DE CARGA

El proceso de fabricación de la máquina se está sujeta a una secuencia ya que los elementos que van a ser acoplados deben tener exactitud para el momento de ser acoplados no presenten ningún tipo de problema.

Fabricación Columna

Para iniciar la fabricación de este elemento se procede a cortar los perfiles según se indica en los planos, cuidando de eliminar aristas vivas. Una vez terminado esto se procede a cortar la plancha de acero para fabricar las placas base, las cuales

serán soldadas a las columnas cumpliendo los requerimientos establecidos en el respectivo WPS.

Fabricación de las vigas que constituyen el elevador.

Para poder fabricar las vigas que constituyen el elevador, dependen de la estructura de la columna, del posicionamiento de la misma. Para poder proceder a cortar las vigas según las medidas establecidas ya en los planos.

Terminado el procedimiento ya mencionado se procede al corte de los ángulos los cuales serán usados para unir vigas y columnas, dichos ángulos deben ser perforadas según se indica, cuidando cumplir con las medidas establecidas.

De igual manera estos ángulos deben ser soldados a las columnas cumpliendo con los requerimientos establecidos en el respectivo WPS. Se debe cuidar la perpendicularidad entre los elementos soldados. Para de esta forma poner unir los elementos verticales con los horizontales.

Se procede a realizar las perforaciones en la viga frontal, y la viga posterior ya que de esta manera se podrá unir las vigas mencionadas anteriormente con la viga principal, hay que recalcar que no se necesitó de placas adicionales para realizar la unión de estos elementos.

Fabricación Viga principal

La estructura ya está en pie se procede a cortar la viga principal en las dimensiones establecidas, teniendo en cuenta la eliminación de aristas vivas.

Terminado esto se procede a empernar la viga principal con las vigas frontal y posterior.

Colocación del Cable

Se elabora una placa la cual será colocada en la parte posterior de la viga principal la misma va soldada, en la cual previamente se soldó unas orejas para la sujeción al piso. La placa base de sujeción del cable al piso va ir agujerada con cuatro pernos de expansión para que de esta manera sea más fácil sujetar el elevador modular de carga según sea requerido.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS FINANCIERO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se explican los parámetros que se han mejorado tomando en cuenta el diseño original, y se realiza el análisis financiero.

4.2 PARÁMETROS

Los parámetros optimizados fueron dos, el material de la estructura y se redimensiono la misma, hay que dejar en claro que no se agregó o quito algún elemento de la estructura razón por la cual no se toma como parámetro. No se cambió la forma de la estructura.

El primer parámetro es el material del que está hecha la estructura que es el acero ASTM 588, por las especificaciones que este presenta, teniendo un límite elástico de al menos 50 Ksi, resistencia a la tracción de 70 Ksi para perfiles laminados con espesores de hasta 4 mm. En placas de 5 a 8 mm tiene un límite elástico de al menos 42 $Ksi,$ y una resistencia a la tracción de al menos 63 Ksi. Lo implica una mayor confiabilidad de la misma.

Por su resistencia a la corrosión este material se usa en construcciones que van estar al aire libre, como puentes, edificios, en el transporte marítimo en contenedores. El uso de este material se justifica ya que además de su alta resistencia, no se le da un mantenimiento continuo lo que representa un menor costo que se justica con la inversión inicial.

El segundo parámetro fue el redimensionamiento el cual se justifica reduciendo el volumen de la estructura lo que implica un menor costo. Implicando que este redimensionamiento no impida que la estructura trabaje de manera correcta.

4.3 ANÁLISIS FINANCIERO

El objetivo es obtener los costos del diseño, construcción y montaje del elevador modular de carga tomando en cuenta costos directos y costos indirectos.

"Un proyecto es una herramienta o instrumento que busca recopilar, crear, analizar en forma sistemática un conjunto de datos y antecedentes, para la obtención de resultados esperados. Es de gran importancia porque permite organizar el entorno de trabajo.

Un proyecto surge como respuesta a la concepción de una "idea" que busca la solución de un problema o la forma de aprovechar una oportunidad de negocio.

Un proyecto es una ruta para el logro de conocimiento específico en una determinada área o situación en particular, a través de la recolección y el análisis de datos[52]".

4.3.1 COSTOS DIRECTOS

Son los costos que directamente promueven la misión de la organización o del proyecto que es ejecuta por este. Dichos costos frecuentemente se encuentran en las actividades directas del proyecto para generar los ingresos o en alguna actividad directa de la organización. Estos costos son específicamente identificables con el objetivo final del trabajo, que promueve directamente los objetivos y fines del proyecto. Los costos directos pueden ser clasificados a nivel de departamento, proyecto y por actividad; muchas veces por regla general, los costos directos pueden ser tratados como indirectos si una organización lo tiene definido así en sus políticas organizacionales, siempre que el monto no sea significativo y que exista un tratamiento razonable y consistente[53].

A continuación se va a realizar el análisis de los costos directos, a los que se puede consideran los siguientes:

- Materia prima
- Mano de obra
- Herramientas, equipos
- Montaje

[52] http://www.promonegocios.net/proyecto/concepto-proyecto.html
[53] http://asesoriaempresarialcalderon.blogspot.com/p/definiciones-basicas-de-los-costos.html

4.3.1.1 COSTOS MATERIA PRIMA

Estos costos se generan al adquirir los materiales que se usan en la fabricación de los elementos que constituyen el elevador modular.

4.3.1.2 COSTOS MANO DE OBRA

Para realizar el trabajo se cuenta con mano de obra calificada que interviene tanto en la preparación del material y posteriormente en montaje de la estructura.

4.3.2 COSTOS INDIRECTOS

Son los costos en conjunto que no son fácilmente identificables con los objetivos finales, estos costos benefician indirectamente a los financiadores que trabajan con la organización. Los costos indirectos son clasificados a nivel institucional para cubrir los costó de la gerencia, investigación, desarrollo, costos de oficina, Tecnologías de la información y comunicación (TIC's), costos financieros, costos administrativos, de personal y de capacitación[54].

Los costos unitarios que se detallan a continuación son referenciales ya que los tiempos estipulados para cada proceso, no se obtuvieron realizando un estudio exhaustivo para llevar a cabo dichos procesos.

Antes de empezar a desarrollar el análisis de costos unitarios es necesario tener en cuenta algunos conceptos que se van a manejar para realizar el mismo.

4.4 CONCEPTOS PRINCIPALES [55]

4.4.1 RUBRO

Es el título, rotulo o una categoría que permite reunir ciertas entidades que comparten ciertas características. En nuestro análisis el nombre del rubro se refiere al nombre del ítem que será analizado a detalle cubriendo todos los campos de afectación para llegar así al costo final del mismo.

---

[54] http://asesoriaempresarialcalderon.blogspot.com/p/definiciones-basicas-de-los-costos.html

[55] CARRILLO E., GARZÓN E., "Desarrollo de un manual de costos para las industrias del petróleo y de las estructuras metálicas". Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, 2014, Pág. 76 77

4.4.2 UNIDAD

Es la unidad en la que se mide el rubro descrito anteriormente, las unidades que se usaran son las del sistema internacional. Las más comunes, por peso se usa el kilogramo kg o la libra lb, para longitudes el metro lineal m, para describir áreas se utiliza el metro cuadrado m^2, para volumen se utiliza el metro cúbico m^3, galones gal o litros lt y para descripciones generales sin unidades se usan las palabras global y unidad.

4.4.3 RENDIMIENTO

Se refiere a la proporción que surge entre los medios empleados para obtener algo y el resultado que se consigue. En nuestro caso de análisis se debe considerar el trabajo efectuado en una hora de trabajo, se analiza la cantidad total del rubro y determinar en cuanto tiempo se lo va llevar a cabo.

4.4.4 FACTOR K

El factor k es el inverso del rendimiento, es decir dividir la unidad sobre el valor del rendimiento para obtener el factor k.

4.4.5 EQUIPOS

Una vez determinados el rendimiento, el factor k se procede a enlistar todos los equipos que se van usar para poder llevar a cabo el rubro usando una codificación secuencial en los mismos.

4.4.6 CANTIDAD

Es le valor numérico referido a la cantidad utilizada en la actividad descrita esta va al lado derecho de la descripción del equipo a usar.

4.4.7 TARIFA

Es el costo real por cada hora de trabajo ejecutado por la maquinaria, independientemente si esta es propia o alquilada.

4.4.8 COSTO HORA

Es el valor obtenido al llevar a cabo la multiplicación entre la cantidad y la tarifa.

4.4.9 COSTO UNITARIO

Es el valor unitario que cada maquinaria representa en el costo global del rubro, este valor se obtiene al multiplicar el valor del costo hora por el factor k obtenido previamente al inicio del análisis.

4.4.10 MANO DE OBRA

De la misma manera en que se enlisto la maquinaria, se procede a enlistar todo el personal que va intervenir para poder cubrir el rubro.

4.4.11 CANTIDAD

En este caso se refiere a la cantidad de personas que van intervenir en el desarrollo del rubro.

4.4.12 JORNAL/HORA

Es el sueldo que percibe cada operario, personal por hora de trabajo sabiendo que la jornada laboral es de ocho horas diarias, que interviene en el trabajo para poder llevar a cabo el rubro.

4.4.13 COSTO HORA

El costo hora se multiplica los dos valores anteriores de cantidad y jornal/hora para obtener la cantidad total de personal por cada hora de trabajo en la ejecución del rubro de estudio.

4.5 COSTO TOTAL

Es la suma de todos los costos que intervienen en el proyecto, tales como material, equipos mano de obra, transporte etc.

4.5.1 COSTOS FINANCIEROS

Se evalúan los costos financieros dependiendo del criterio del constructor y de la actividad de la banca en el país al momento de evaluar un análisis de costos unitarios. En el presente estudio se establece el valor de 0.1% del total de costos directos obtenidos.

4.5.2 UTILIDAD

Queda en criterio del constructor pero no se debe exceder en el mismo ya que se debe procurar ser competitivo en el mercado nacional, de igual manera no debe ser tan bajo para que no exista perdida.

4.5.3 TOTAL

Es el total del costo del rubro, la sumatoria entre todos los rubros costos directos, costos indirectos considerados este valor es el que el constructor usa para planillar y facturar el trabajo realizado.

Sueldos de personal y tarifas de maquinaria son tomados de la revista de la Cámara de la Construcción No 239 perteneciente a marzo-abril del 2015 los porcentajes de costos indirectos se basan en la materia de costos de producción de la Escuela Politécnica Nacional.

4.6 PRESUPUESTO

Cuadro 4. 1 Presupuesto elevador modular de carga.

PRESUPUESTO

JAVIER ALDÁS

Obra: ELEVADOR MODULAR DE CARGA

Ubicación: Quito

Fecha: 03-08-2015

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	Suministro, Fabricación y Montaje Acero A588 Gr50	kg	1156	3,36	3884,2
2	Polipasto	Unidad	1	1162,50	1162,50
3	Trolley	Unidad	1	625	625,0
4	Pernos de acero estructural ASTM 325 Grado 1	Unidad	34	14,52	493,68
5	Placas base	kg	16	1,56	24,96
6	Pernos de sujeción expansivos	Unidad	4	42,4	169,6
7	Cable de acero 6x19 de 3/4 de pulgada	m	4	69,79	279,16
				TOTAL	6639,1

Fuente: Propia

4.7 ANÁLISIS DE RUBROS UNITARIOS

Cuadro 4. 2 Suministro, Fabricación y Montaje Acero A588 Gr50

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Suministro, Fabricación y Montaje Acero A588 Gr50					
Código	EMDQ1					
Unidad	kg					
Cantidad	1156			**R kg/h**		24,083333
Tiempo	48	Horas		**K**		0,0415
EQUIPO						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ11	Amoladora 3Hp	0,20	1,19	0,24	0,01	5%
EMDQ12	Soldadora 35Hp	0,30	6,30	1,89	0,08	41%
EMDQ13	Cortadora oxiacetileno	0,05	1,19	0,06	0,00	1%
EMDQ14	Herramienta menor	3,00	0,50	1,50	0,06	33%
EMDQ15	Montacargas	0,05	17,92	0,90	0,04	20%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,19	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ16	Soldador	0,25	4,39	1,0975	0,05	5%
EMDQ17	Ayudante - soldador	1,00	3,39	3,39	0,14	16%
EMDQ18	Personal para montaje	4,00	3,21	12,84	0,53	62%
EMDQ19	Operador equipo pesado	1,00	3,38	3,38	0,14	16%
EMDQ110	Operador equipo liviano	0,05	3,05	0,1525	0,01	1%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,87	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMDQ111	Acero A588 Gr50	kg	1	1,5	1,50	92%
EMDQ112	Electrodo E-7018	kg	0,01	2,95	0,03	2%
EMDQ113	Disco de corte	U	0,001	5	0,01	0%
EMDQ114	Gratas de desbaste	U	0,001	10	0,01	1%
EMDQ115	Disco de abrasión	U	0,001	12	0,01	1%
EMDQ116	Pintura anticorrosiva	Galón	0,001	14,14	0,01	1%
EMDQ117	Thinner	Galón	0,001	8,29	0,01	1%
EMDQ118	Oxiacetileno	kg	0,001	50	0,05	3%
COSTO DIRECTO PARCIAL					1,63	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**2,69**	
Utilidad 15%					0,40	
Costos indirectos 8%					0,21	
Costos Financieros 1%					0,03	
Impuesto 1%					0,03	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**0,67**	
PRECIO TOTAL					**3,36**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 3 Polipasto

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Polipasto					
Código	EMDQ2					
Unidad	U					
Cantidad	1			**R U/h**		0,5
Tiempo	2	Horas		**K**		2,0000
EQUIPO						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMDQ22	Polipasto	U	1,00	930,00	930,00	100%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					930,00	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**930,00**	
Utilidad 15%					139,50	
Costos indirectos 8%					74,40	
Costos Financieros 1%					9,30	
Impuesto 1%					9,30	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**232,50**	
PRECIO TOTAL					**1162,50**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 4 Trolley

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Trolley					
Código	EMDQ3					
Unidad	U					
Cantidad	1			**R U/h**		0,25
Tiempo	4	Horas		**K**		4,0000
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMDQ31	Trolley	U	1,00	500,00	500,00	100%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					500,00	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**500,00**	
Utilidad 15%					75,00	
Costos indirectos 8%					40,00	
Costos Financieros 1%					5,00	
Impuesto 1%					5,00	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**125,00**	
PRECIO TOTAL					**625,00**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 5 Pernos de acero estructural ASTM 325 Grado 1

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Pernos de acero estructural ASTM 325 Grado 1					
Código	EMDQ4					
Unidad	Unidad					
Cantidad	34			**R Unidad/h**		34
Tiempo	1	Horas		**K**		0,0294
EQUIPO						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ41	Torcómetro 200 kg	0,15	4,35	0,65	0,02	57%
EMDQ42	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,01	43%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,03	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ43	Ayudante	2,00	3,05	6,1	0,18	66%
EMDQ44	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	0,09	34%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,27	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMDQ45	Pernos ASTM 325 Grado1	Unidad	1	10,00	10,00	88%
EMDQ46	Broca diamantada	Unidad	0,05	26,15	1,31	12%
COSTO DIRECTO PARCIAL					11,31	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**11,62**	
Utilidad 15%					1,74	
Costos indirectos 8%					0,93	
Costos Financieros 1%					0,12	
Impuesto 1%					0,12	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**2,90**	
PRECIO TOTAL					**14,52**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 6 Placas base

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Placas base					
Código	EMCQ5					
Unidad	kg					
Cantidad	16			**R kg/h**		21,333333
Tiempo	0,75	Horas		**K**		0,0469
EQUIPO						
Código	**Descrpción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMCQ51	Soldadora 35Hp	0,15	6,30	0,95	0,04	65%
EMCQ52	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,02	35%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,07	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMCQ53	Soldador	0,50	4,39	2,195	0,10	19%
EMCQ54	Peón	2,00	3,05	6,1	0,29	53%
EMCQ55	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	0,15	28%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,54	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMCQ56	Placa de acero	Unidad	0,5	1,28	0,64	100%
COSTO DIRECTO PARCIAL					0,64	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**1,25**	
Utilidad 15%					0,19	
Costos indirectos 8%					0,10	
Costos Financieros 1%					0,01	
Impuesto 1%					0,01	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**0,31**	
PRECIO TOTAL					**1,56**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 7 Pernos de sujeción expansivos

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Pernos de sujeción expansivos					
Código	EMDQ6					
Unidad	Unidad					
Cantidad	4			**R Unidad/h**		4
Tiempo	1	Horas		**K**		0,2500
EQUIPO						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ61	Torcómetro 200 Kg	0,15	4,35	0,65	0,16	57%
EMDQ62	Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,13	43%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					0,29	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ63	Ayudante	2,00	3,05	6,1	1,53	66%
EMDQ64	Personal para montaje	1,00	3,21	3,21	0,80	34%
COSTO DIRECTO PARCIAL					2,33	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMDQ45	Pernos de sujeción expansivos	Unidad	1	30,00	30,00	96%
EMDQ46	Broca diamantada	Unidad	0,05	26,15	1,31	4%
COSTO DIRECTO PARCIAL					31,31	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**33,92**	
Utilidad 15%					5,09	
Costos indirectos 8%					2,71	
Costos Financieros 1%					0,34	
Impuesto 1%					0,34	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**8,48**	
PRECIO TOTAL					**42,40**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 8 Cable de acero 6x19 de 3/4 de pulgada

REDISEÑO DEL ELEVADOR MODULAR DE CARGA						
Rubro	Cable de acero 6x19 de 3/4 de pulgada					
Código	EMDQ7					
Unidad	M					
Cantidad	4			**R Unidad/h**		2
Tiempo	2	Horas		**K**		0,5000
EQUIPO						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ71	Trifor	1,00	32,00	32,00	16,00	97%
EMDQ72	Herramienta menor	2,00	0,50	1,00	0,50	3%
COSTOS DIRECTO PARCIAL					16,50	100%
PERSONAL						
Código	**Descripción**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Costo/h**	**Unitario**	**%**
EMDQ73	Ayudante	1,00	3,05	3,05	1,53	32%
EMDQ74	Personal para montaje	2,00	3,21	6,42	3,21	68%
COSTO DIRECTO PARCIAL					4,74	100%
MATERIALES						
Código	**Descripción**	**Unidad**	**Cantidad**	**Tarifa**	**Unitario**	**%**
EMDQ75	Cable de acero 6x19 de 3/4 de pulgada	Unidad	1	21,00	21,00	61%
EMDQ76	Abrazaderas	Unidad	8	1,70	13,60	39%
COSTO DIRECTO PARCIAL					34,60	100%
COSTO DIRECTO TOTAL					**55,84**	
Utilidad 15%					8,38	
Costos indirectos 8%					4,47	
Costos Financieros 1%					0,56	
Impuesto 1%					0,56	
COSTO INDIRECTO TOTAL					**13,96**	
PRECIO TOTAL					**69,79**	

Fuente: Propia

Cuadro 4. 9 Cronograma Valorado

	Semana 1					Semana 2					Semana 1					Semana 2					
RUBRO	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
Suministro, Fabricación y Montaje Acero A588 Gr50	x	x	x	x	x	x					647,37	647,37	647,37	647,37	647,37	647,37					
Polipasto										x										1162,5	
Trolley									x										625		
Pernos de acero estructural ASTM 325 Grado 1								x										493,7			
Placas base							x										24,96				
Pernos de sujeción expansivos									x										169,6		
Cable de acero 6x19 de 3/4 de pulgada										x										279,16	Total
Inversión											3236,83					3402,2					6639,1
Avance											9,75	9,75	9,75	9,75	9,75	9,7	0,37	7,43	11,96	21,71	99,96

Fuente: Propia

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. La carga de diseño del elevador modular de carga es de 2.5 toneladas lo cual garantiza el correcto funcionamiento del mismo sin que este valor de lugar a sobrecarga o impida el correcto funcionamiento del mismo. De los resultados obtenidos el momento de realizar el cálculo estructural da como resultado que los pórticos sobre los cuales está colocada la viga principal presentan los mayores momentos siendo el momento máximo el de la viga posterior de 8.44 toneladas por metro con el cual el elevador opera sin ningún problema.
2. Se rediseño el elevador modular de carga para que cumpla estándares nacionales e internacionales: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) el manual de diseño con acero American Institute Steel Construction (AISC) que garantizan su fiabilidad.
3. El elevador modular de carga ayuda a optimizar los tiempos a los constructores ya que con el polipasto eléctrico seleccionado para este proyecto se tiene una velocidad de 3.2 a 4 metros por minuto a su máxima capacidad.
4. Se ha realizado un análisis y evaluación de los parámetros de diseño los cuales son, capacidad máxima de carga, capacidad máxima de elevación, facilidad de construcción, facilidad de montaje, costo, resistencia, seguridad en base a los datos del proyecto inicial del elevador los cuales se sustentan en la selección de alternativas.
5. En el análisis de costos se tomaron los datos de la Cámara de Construcción de Quito para tener el costo en el mercado actual de la estructura con un costo de 6639,1 dólares.

RECOMENDACIONES

1. Tener conocimientos solidos sobre normas, códigos, estándares para que el elevador modular de carga sea un producto de calidad sin tener que sacrificar seguridad y rentabilidad.
2. Para optimizar el espacio que va ocupar el elevador modular de carga se usa como contrapeso un cable el cual esta empotrado al piso con la ayuda de una placa, dejando de lado el uso de agua, quintales de cemento, desperdicios de las construcciones para con ello minimizar el trabajo del obrero.
3. Para garantizar el correcto funcionamiento del elevador modular de carga se simulo las juntas soldadas, empernadas y el comportamiento de la placa de sujeción y el cable que se usa de contrapeso en el programa AUTODESK INVENTOR PROFESSIONAL.
4. Se fomente la enseñanza de los distintos tipos de software para simulación que se tienen en el mercado para que sea un complemento al diseño tradicional y de esta forma optimizar tiempos, costos y garantiza un correcto funcionamiento previo a la construcción.
5. Las juntas soldadas y empernadas garantizan el correcto funcionamiento del elevador se recomienda que para llevar a cabo la unión de los elementos constitutivos del elevador se contrate mano de obra calificada, con el fin de garantizar las mismas.
6. Mantener la carga establecida en el diseño del elevador de esta forma se evita daños a la estructura o peor aún que colapse.
7. Realizar un mantenimiento adecuado a todos los elementos constitutivos del elevador, para que tenga la vida útil esperada.

BIBLIOGRAFÍA

1. Miraverte, (2008). Elevadores Principios e Innovaciones. España: Publidisa
2. De Solminihac. (2008). Procesos y técnicas de construcción. España: Publidisa
3. NEC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Ecuador
4. Mott. (2006). Diseño de Elementos de Máquinas. México: Pearson Education
5. M.G Lorenzo. (2003). Acero. México: Fondo de Cultura Económica
6. Larrodé y Miravete. (1996). Grúas. España: Publidisa.
7. Mccormac. (2012). Diseño de estructuras de acero: método LRFD.
8. NEC. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Ecuador
9. Pytel y Singer. (2010). Resistencia de Materiales. España: Alfaomega.
10. INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (AISC). (2010). Manual of Steel Construction. USA
11. L. Bresler. (1997). Diseño de Estructuras de Acero. México: Limusa.
12. Bowles. (1997). Diseño de Acero Estructural. México: McGrawHill.
13. Shigley. (2002). Diseño de Ingeniería Mecánica. México: McGrawHill.
14. CACERES D., TRUJILLO C.: “Diseño de un puente tipo atirantado para tráfico vehicular sobre la quebrada del compadre Huaico”; TESIS FIM; E:P:N; 2006
15. SILVA C., CICERÓN S. (2011), “Diseño de un puente grúa tipo de 5 toneladas de capacidad para la industria metalmecánica”. Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, Pág. 95,96
16. CHÁVEZ J., ESTRADA A. (2014), “Análisis y diseño de un mirador atirantado de 40 metros de luz en cantiliver para el cantón San Miguel de los Bancos, provincia de Pichincha”. Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, Pág. 39,40
17. Meléndez, O. Naranjo, A. (2014) Guía para normar la fabricación y montaje de las estructuras de acero para vallas publicitarias para la

empresa Global Printing CIA. LTDA. (Digital Press). Ecuador: Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN.
18. CARRILLO E., GARZÓN E. (2014) “Desarrollo de un manual de costos para las industrias del petróleo y de las estructuras metálicas”. Tesis de Ingeniería Mecánica, EPN, Pág 76,77

PAGINAS WEB

1. http://hormigonespecial.com/blog/?p=97
2. http://pilii7-pili.blogspot.com/2010_05_01_archive.html
3. http://vigasdeacero.es/
4. http://www.dsgnr.cl/2012/10/cabana-pabellon-westcliff-gass/
5. http://www.avans.com/elevadores/carga
6. http://dc541.4shared.com/doc/G6NkqyhW/preview.html
7. http://www.imdico.com/productos/pernos/perno-estructural-astm-a325
8. http://www.indeli.cl/catalogos/cat_cables_acero.pdf

ANEXOS

ANEXO A1

TABLAS USADAS EN EL CÁLCULO DE SOLDADURA Y PERNOS.

ANEXO A2

TABLAS USADAS PARA LA UNIÓN Y SUJECIÓN DE LOS CABLES

ANEXO A3

RESULTADOS OBTENIDOS EN LA SIMULACIÓN DE LAS JUNTAS EMPERNADAS, SOLDADAS Y CABLE TENSOR.

ANEXO A4

TABLAS DE RESULTADOS OBTENIDOS EN LA SIMULACIÓN EN EL PROGRAMA SAP 2000

ANEXO A5

CATALOGO DE LOS ELEMETOS USADOS EN EL ELEVADOR.

ANEXO A6
WPS

ANEXO A7
PLANOS