**1.- ESTRUCTURA.**

**1.1.- INTRODUCCIÓN.**

En este anejo se van a desarrollar los cálculos necesarios para la construcción de un edificio para albergar una lavandería industrial.

Dicha nave tiene una superficie de 1.185,5 m2, y se encuentra situada en la parcela número 199 del Polígono Industrial de Arinaga, en el municipio de Agüime. Esta parcela tiene una superficie de 1.732 m2.

La estructura del edificio se realizará con perfiles metálicos laminados,

recogiéndose en la presente memoria los datos y resultados obtenidos durante el desarrollo.

**1.2.- MÉTODO DE CÁLCULO.**

El cálculo de cada una de las edificaciones se ha llevado a cabo, mediante la herramienta informática CYPE, y sus programas GENERADOR DE PÓRTICOS y METAL 3D, de manera que se garanticen los preceptos siguientes:

- La seguridad.

- La funcionalidad.

- La versatilidad de las construcciones.

- La armonía de la construcción y sus instalaciones.

- La estética y armonía con las construcciones adyacentes y el entorno.

- La ventilación e iluminación óptimas.

- La rapidez de ejecución.

- La economía.

**1.2.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA A RESOLVER.**

En el generador de pórticos se dibujará el pórtico y se exportará al Metal 3D, donde se procederá al cálculo de la estructura entera, con las correas, arriostramientos transversales, y todos los elementos que componen la estructura.

El programa permitirá visualizar y realizar los cálculos de la estructura en tres dimensiones, simulando con elementos tipo barras y nudos en las intersecciones de las mismas. Este nos permite emplear cualquier tipo de material para las barras definiendo sus características mecánicas y geométricas.

Con él se pueden obtener la salida gráfica de planos de dimensiones y de las plantas, vigas y pilares, por plotter, impresora y ficheros DXF, así como listado de datos y resultados del cálculo.

**1.2.2.- DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA.**

La herramienta Metal 3D de dicho programa permite calcular estructuras tridimensionales (3D) definidas con elementos tipo barras en el espacio y nudos en la intersección de las mismas.

Se puede emplear cualquier tipo de material para las barras y se define a partir de las características mecánicas y geométricas. La introducción de datos se realiza de forma gráfica, así como la consulta de resultados. El programa considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. Las barras definidas son elementos lineales.

Las cargas aplicadas en las barras se pueden establecer en cualquier dirección.

El programa admite cualquier tipología: uniformes, triangulares, trapezoidales, puntuales, momentos e incremento de temperatura diferente en caras opuestas.

En los nudos se pueden colocar cargas puntuales, también en cualquier dirección. El tipo de nudo que se emplea es totalmente genérico, y se admiten uniones empotradas, articuladas, empotradas elásticamente, así como vinculaciones entre las barras, y de éstas al nudo.

Se puede utilizar cualquier tipo de apoyo, incluyendo la definición de apoyos elásticos en cualquier dirección, y las zapatas de hormigón armado.

También es posible emplear desplazamientos impuestos para cada hipótesis de carga. Las hipótesis de carga que se pueden establecer no tienen límite en cuanto a su número.

Según su origen, se podrán asignar a peso propio, sobrecarga, viento, sismo y nieve.

A partir de las hipótesis básicas se puede definir y calcular cualquier tipo de combinación con diferentes coeficientes de combinación.

A partir de la geometría que se introduzca, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples. Se obtendrá la matriz de desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales.

Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.

**1.3.- REGLAMENTOS DE APLICACIÓN.**

La Normativa Básica que ha sido tenida en cuenta, tanto en sus especificaciones técnicas de cálculo, como en sus disposiciones constructivas es la siguiente:

- NBE-FL-90. Fábrica de Ladrillos, cumpliendo además lo indicado en el

- Pliego General para la Recepción de Ladrillos Cerámicos RL-88.

- NTE-QTG/76 para Tejados Galvanizados.

- NTE-QTS para Tejados Sintéticos.

*Acciones y consideraciones relativas al terreno.*

-Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (CTE-DB-SE-AE) del CTE (Real Decreto 314/2006 de 17de marzo, del Ministerio de la Vivienda. BOE 28.Marzo.06).

- Documento Básico Seguridad Estructural. Cimientos (CTE-DB-SE-C) del CTE (Real Decreto 314/2006 de 17de marzo, del Ministerio de la Vivienda. BOE 28.Marzo.06).

- Instrucción de hormigón estructural (EHE) (Real Decreto 2661/1998 de 11 de diciembre del Ministerio de Fomento. BOE 13.Ene.99).

- Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02). (Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre del Ministerio de Fomento. BOE 11.Oct.02).

*Seguridad Estructural*

- Documento Básico Seguridad Estructural (CTE-DB-SE) del CTE (Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo., del Ministerio de la Vivienda. BOE 28.Marzo.06). SE1 – Resistencia y estabilidad. SE2 – Aptitud al servicio.

*Estructuras de acero*

- Documento Básico Seguridad Estructural. Acero (CTE-DB-SE-A) del CTE (Real Decreto 314/2006 de 17de marzo, del Ministerio de la Vivienda. BOE 28.Marzo.06).

*Cimentación.*

-Instrucción para el proyecto y ejecución del hormigón en masa o armado EHE-99.

- Normas Tecnológicas de la Edificación NTE. Acondicionamiento del terreno, cimentaciones 1992. NTE-CSZ 1992. Cimentaciones superficiales: Zapatas.

- Norma EF-96. Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado.

*Hormigón armado.*

- NCSE-94. Norma de construcción Sismorresistente.

- EHE-98. Instrucción Hormigón Estructural

- RC. Norma vigente para la recepción de cementos

*Incendio*

-Documento Básico Seguridad en caso de Incendio (CTE-DB-SI) del CTE (Real Decreto 314/2006 de 17 de marzo., del Ministerio de la Vivienda. BOE 28.Marzo.06).

- Reglamento de Seguridad contra Incendios en los Establecimientos Industriales (R.S.I.E.I.) (Real Decreto 2267/2004 de 3 de diciembre. B.O.E. nº 303 de 17 de diciembre de 2004) y normas UNE citadas en el mismo.

**1.4.- ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO.**

Las acciones adoptadas en el cálculo, de acuerdo con la Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación del CTE son las siguientes:

1. Acciones gravitatorias:

Son las producidas por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso, y de la nieve en las cubiertas. Se descomponen en con carga y sobrecarga.

1.1- Con carga:

Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, salvo en el caso de reforma del edificio. Se descompone en peso propio y carga permanente.

1.1.1- Peso propio:

Es la carga debida al peso del elemento resistente. Se considera como peso propio el peso de las naves, el peso de las correas y en general el peso de todos los elementos constructivos que forman parte de la estructura resistente de la nave.

1.1.2- Carga permanente:

Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc..., que soporta el elemento.

1.2- Sobrecarga:

Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Puede ser: de uso ó de nieve.

1.2.1- Sobrecarga de uso:

Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución. No consideraremos sobrecarga de uso en nuestro caso ya que no está previsto que se haga utilización de la parte superior de las naves.

1.2.2- Sobrecarga de nieve:

Es la sobrecarga debida al peso de la nieve sobre las superficies de cubierta, es decir es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre la cubierta.

2. Acciones del viento:

Son las producidas por las presiones y succiones del viento sobre las superficies.

Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección.

Se considera en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

La acción del viento sobre la superficie correspondiente se halla multiplicando la presión dinámica por el coeficiente eólico correspondiente.

p=q\*(2/3) (kg/m2)

s=q\*(1/3) (kg/m2)

p: Presión a barlovento.

s: Presión a sotavento.

q: Carga total del viento.

Se determinará en función de varios criterios.

- Según la zona geográfica en la que se encuentren situados los edificios se establecen diferentes zonas eólicas.

- Asimismo, dependiendo de la zona en la que se encuentre el edificio (situación topográfica) se puede considerar zona normal o zona expuesta. Las normas tecnológicas consideran como zonas expuestas las costas, cumbres de montaña, desfiladeros, bordes de mesetas y aquello lugares en que puedan preverse vientos locales de intensidad.

- La altura de la edificación sobre el nivel del suelo.

3. Acciones térmicas:

Las acciones producidas por las deformaciones debidas a las variaciones de temperatura, y por las que experimentan los materiales en el transcurso de tiempo por otras causas, deben tenerse en cuenta en las estructuras hiperestáticas muy especialmente en arcos, bóvedas o estructuras semejantes, salvo en los casos que se detallan.

Pueden no considerarse acciones térmicas y reológicas en las estructuras formadas por pillares y vigas cuando se disponen juntas de dilatación a distancia adecuada.

Suele estimarse que la distancia entre juntas de dilatación en estructuras ordinarias de edificación, "de acero laminado, ó de hormigón armado, no debe sobrepasar los 40 m.

4. Acciones reológicas:

Son las producidas por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo cargas y otras cosas.

Las acciones reológicas son despreciables, en general, en los materiales metálicos, cediendo considerarse en el hormigón en masa, armado y pretensado.

5. Acciones sísmicas:

Las acciones sísmicas son las producidas por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas. Viene definida en la Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y de Edificación, NCSE-02.

*Criterios de aplicación de la Norma.*

La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.

- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica ab sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica ab, sea inferior a 0,08 g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, ac, es igual o mayor de 0,08 g.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04 g deberá tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

En los casos en que sea de aplicación esta Norma no se utilizarán estructuras de mampostería en seco, de adobe o de tapial en las edificaciones de importancia normal o especial.

Si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,08 g e inferior a 0,12 g, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,12 g, un máximo de dos.

La aceleración sísmica de cálculo, ac, se define como el producto:

ac = S × 􀀀 ab

Donde:

ab : Aceleración sísmica básica.

? : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda ac en el período de vida para el que se proyecta la construcción .

Toma los siguientes valores:

Construcciones de importancia normal ?􀀀 = 1,0

Construcciones de importancia especial ?􀀀 = 1,3

S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

Para 􀀀 ab <=0,1g S=C/1,25

Para 0,1g<= 􀀀 ab<=0,4g S=C/1,25+3,33((􀀀 ab/g)-0,1)\*(1-(C/1,25))

Para 0,4g<=S=1

Siendo:

C: Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación.

*Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración básica*.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura.

Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g, la aceleración sísmica básica, ab -un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno- y el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

La lista del ANEJO 1. Valores de la aceleración sísmica básica, ab, y del coeficiente de contribución, K, de los términos municipales con ab =􀀀0,04 g, organizado por comunidades autónomas. Para la provincia de Las Palmas se obtiene que:

ab/g=0,4

K=1



*Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno.*

En esta Norma, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.

Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, vs> 750m/s. C=1.

- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 750m/s>= vs >450m/s. C=1,3.

- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, 450m/s>= vs >200m/s. C=1,6

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla,

vs <=200m/s. C=2.

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e1, e2, e3 y e4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes Ci de cada estrato con su espesor ei, en metros, mediante la expresión:

C=



En los edificios con sótanos bajo el nivel general de la superficie del terreno, los espesores de las distintas capas para clasificar las condiciones de cimentación deben, normalmente, medirse a partir de la rasante.

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, etc.

Especialmente habrá de analizarse la posibilidad de licuación (o licuefacción) de los suelos susceptibles a la misma.

Para la zona de Canaria, como se puede ver en la figura 1.1, y el anejo 1 de la citada norma, para la provincia de Las Palmas y más concretamente en el término municipal de Agüime, se obtiene una aceleración sísmica básica de 0,04. Debido a este valor se establece que no están exentas de aplicación las edificaciones cuya aceleración sísmica de cálculo, ab, sea igual o superior a 0,04g, pero se ha considerado que el terreno es compacto y suficiente estable como para absorber las posible vibraciones que se podrían producir.

*6. Acciones del terreno:*

Se omitirán en el cálculo ya que la calidad del suelo en cuanto a resistencia, y compactación son suficientes.

**1.5.- CONDICIONES DE SEGURIDAD.**

Se aplicarán los coeficientes de ponderación de cargas correspondientes a las distintas combinaciones de carga.

Al calcular la acción ponderada, se considera que la sobrecarga de nieve y de uso no tiene lugar simultáneamente, ya que si la cubierta está nevada no se realizará el mantenimiento de ésta. Sin embargo, se considerará la acción más desfavorable de las dos.

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecen las posibles combinaciones de acciones, lo cual constituyen una hipótesis de cálculo. Una combinación de acciones es un conjunto de acciones compatibles que se consideran actuando simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, está formada por acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

La estructura se estudiará bajo los siguientes estados límites:

E.L.Últimos:

- De equilibrio, referida al viento.

- De agotamiento, la respuesta del sistema debe ser superior a la tensión última.

- De pandeo, para toda pieza comprimida.

E.L. de Servicio:

- De deformación.

*Elementos de hormigón en masa o armado*

De acuerdo con los niveles de control establecidos y la instrucción EHE-98, se han adoptado los siguientes coeficientes:

- Minoración de la resistencia del acero…………………… 1,15

- Minoración de la resistencia del hormigón………………. 1,5

- Mayoración de las acciones……………………………… 1,6

*Estructura de perfiles laminados de acero*

De acuerdo con los niveles de control establecidos y la Norma NBE AE 88, se han adoptado los siguientes coeficientes:

- Mayoración de acciones constantes………………………. 1,33

- Mayoración de acciones variables………………………... 1,50

En la combinación de los distintos casos se han seguido las prescripciones de la citada Norma.

**1.6.- CONSIDERACIONES.**

Se consideran todos los nudos rígidos, a excepción de los nudos de los pilares, que es su base se considerarán articulados fijos. Las correas se calcularán como vigas continuas, empleándose correas deslizantes. La luz de cálculos se toma como la distancia entre ejes de dos apoyos consecutivos.

**1.7.- CARACTERÍSTICAS Y MATERIALES EMPLEADOS.**

*Hormigón.*

Se han establecido de acuerdo con la instrucción EHE-98:

- Tamaño máximo del árido: General: 2 cm

Cimentación: 4 cm

- Cemento tipo Portland I 35

- Resistencia característica: General: 25 N/mm2

Cimentación: 25 N/mm2.

Limpieza: 10 N/mm2.

- Consistencia: Plástica

*Armaduras.*

El armado del hormigón se realizará en todos los casos con barras corrugadas de acero B 500 S.

Las armaduras cumplirán las especificaciones que establece la instrucción EHE-98, en cuanto a solapes mínimos, uniones, estribos, etc...

*Estructura metálica*

Para la estructura metálica se empleará acero de edificación tipo S-245, con las siguientes características:

- Límite elástico: eKpcm

- Coeficiente de minoración de la resistencia del acero: ɣ = 1.

- Resistencia de cálculo: uKpcm

- Módulo de elasticidad ó de Young: E=2,1\*106 Kp/cm2.

- Módulo de elasticidad transversal: G=8,1\*105 Kp/cm2.

- Coeficiente de Poisson: 􀀀 = 0,3

- Peso específico: 􀀀=7850Kp/cm2.

Los pernos de las placas de anclaje serán de las mismas características que las armaduras definidas para el hormigón armado.

**1.7.1. CONTROL.**

Se aplicarán los controles en la recepción de materiales y los ensayos de resistencias correspondientes al nivel Normal. El acero empleado en las armaduras se recibirá acompañado del certificado de garantía del fabricante.

**1.7.2. CONDICIONES DE DEFORMABILIDAD.**

En cualquier elemento solicitado a flexión la relación flecha/luz, bajo la acción de la carga característica, no excederá de 1/500.

**1.8.- ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO.**

*Con cargas.*

Como peso propio de los materiales de construcción se han adoptado los siguientes valores:

- Hormigón en masa…………………………… 2,3 t/m3.

- Hormigón armado……………………………. 2,5 t/m3

- Acero…………………………………………. 7,85 t/m3

- Bloque de hormigón………………………….. 1,3 t/m3

En cuanto al peso propio de los elementos constructivos previstos se adoptan:

- Estructura metálica en cubierta nave (correas)………………… 10,53 kg/m2

- Plancha de 0,6 mm en cubiertas………………………………... 6 kg/m2

- Panel sándwich poliuretano 80 mm espesor y accesorios……... 12,5 kg/m2

- Peso estructura metálica (21 m luz )……………...............……. 21,36 kg/m2

- Losa de hormigón armado de canto 20 cm…………………….. 480 kg/m2

- Losa aligerada de hormigón armado.

Para t= 5 cm y d=20 y 25…………………………………….. 290kg/cm2 y 320 kg/cm2

*Sobrecargas.*

*Sobrecarga de uso.*

- Cubiertas. Conservación……………………………….. 100 kg/m2.

- Locales privados……………………………………….. 300 kg/m2.

- Aseos, escaleras………………………………………... 300 kg/m2

*Sobrecarga de nieve.*

- Nieve. Altura topográfica menor de 200 m……………. 40 kg/m2.

- Viento. Se adoptan los valores establecidos por la NBE-AE88 partiendo de las condiciones:

· Zona eólica Y

· Altura máxima a 10 m

· Situación topográfica normal

· Edificación sin huecos

· Pendiente de la cubierta 25 %

Acción del viento:

a) Fachadas: 96 kg/m2

- P= 2/3 x 96 = 64 kg/m2 (presión - barlovento).

- S= 1/3 x 96 = 32 kg/m2 (succión - sotavento).

b) Cubiertas:

- Succión en la cubierta a barlovento: -17,42 kg/m2

- Succión en la cubierta a sotavento: -29,75 kg/m2

Acciones térmicas y reológicas

Las variaciones de temperatura consideradas son de 30 grados.

Dadas las dimensiones y características de los edificios se disponen juntas estructurales de dilatación y no se tienen en cuenta dichas acciones en los cálculos. La solera de la nave estará subdividida por juntas cada 23 m como máximo. Los elementos constructivos de hormigón armado se han calculado de acuerdo con las prescripciones de la instrucción EHE-98.

**1.9.- CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA CUBIERTA.**

La cubierta se realiza mediante la colocación de paneles sandwich nervado PERFRISA o similar de 0,9 m de ancho, 30 mm de espesor nominal y con una longitud máxima de fabricación de 12 m.

Su peso, incluidos tapajuntas y amarres, es de 12,5 kg/m2. La transmisión térmica es de 0,36 kcal/(m2 h ºC) y su absorción acústica es de 27’5 dB.

El panel se compone de dos paramentos metálicos con un núcleo de espuma de poliuretano y de tapajuntas. El tapajuntas tiene por objeto garantizar la estanqueidad y permite no tener en cuenta los vientos dominantes a la hora de montaje. Cubre y Protege las fijaciones de la Corrosión. La plaqueta, con una superficie de ajuste de 30 cm2, asegura el ensamblaje de los dos paneles, permite una sola fijación por correa y reparte los esfuerzos evitando que el tornillo pueda perforar la chapa exterior, ofreciendo la posibilidad de duplicar la fijación en el caso de que las solicitantes lo requieran.

En el punto más alto de la cubierta los paneles están rematados por una cumbrera troquelada especial que el fabricante nos suministra junto con los paneles. Así mismo, también se nos suministrarán los elementos de amarre entre paneles como son: tapajuntas de panel, grapa de sujeción de panel, etc. Los paneles, a su vez, se fijan a las correas mediante ganchos metálicos de 20 cm. de longitud.

**1.9.1. EVALUACIÓN DE ACCIONES**.

- Combinación de carga más desfavorable:

Acciones constantes x 1,33 (Acciones constantes).

Peso propio de la correas: 10 Kg/m2 + peso propio del material de cubierta: plancha de acero de 0,6 mm de espesor 12,5 kg/m2)

Nieve x 1,5: 40 Kg/m2 x 1,5. En este caso la acción del viento sobre la cubierta, al ser de succión en ambos faldones, disminuye el efecto de las cargas gravitatorias.

- Resumen de acciones sobre las correas:

a) Con carga: 22,5 Kg/m2 x 1,33 = 29,9 Kg/m2

b) Sobrecarga de nieve: 40 Kg/m2 x 1,50 = 60 Kg/m2

Carga total ponderada 89,9 Kg/m2

**1.9.1.1. CÁLCULO DE TENSIONES.**

El cálculo de tensiones se hace mediante el criterio de plastificación de Von Mises.

Se ha incluido, para las tensiones normales, la formulación completa de la resistencia de materiales, es decir, incluyendo el producto de inercia en perfiles descritos en ejes no principales (angulares). La comprobación de pandeo se hace mediante los correspondientes coeficientes w más desfavorables, calculándose éstos a partir de las esbelteces, según se indica en la norma.

**1.9.1.2. CÁLCULO DE ESBELTECES.**

Se calculan las dos esbelteces en cada eje del perfil.

**1.9.1.3. PANDEO LATERAL.**

Para perfiles abiertos se usa el planteamiento expuesto en el anejo 4 de la norma para vigas de sección constante y simetría sencilla. Se particulariza para cargas aplicadas en el baricentro de la sección.

Es importante tener esto en cuenta, ya que resulta e\* = 0.

El radio de torsión se calcula para el caso más desfavorable, es decir, apoyos ahorquillados (grado de empotramiento nulo en puntos de arriostramiento), y alabeo libre de las secciones extremas. Se obtiene de esta forma una seguridad suplementaria en la comprobación, que también ha de tenerse en cuenta.

El programa calcula internamente la coordenada del centro de esfuerzos cortantes y la integral “rx”, cuando sean necesarios. Las longitudes de pandeo lateral se indican al programa mediante las distancias entre arriostramientos en ala superior e inferior (por defecto la longitud de la barra). El programa selecciona una de ellas dependiendo del signo del flector.

Para el pandeo lateral siempre se trabaja en el eje fuerte del perfil.

Otro parámetro muy importante es el coeficiente de momentos entre puntos de arriostramiento. El programa también trabaja con dos, uno para cada ala. Su inclusión se debe a que la formulación del pandeo lateral está desarrollada para barras sometidas a una distribución de momento flector constante, lo que queda, en la mayoría de los casos, excesivamente del lado de la seguridad. Por tanto, el programa multiplicará el momento crítico de pandeo lateral obtenido para la distribución uniforme, por el coeficiente de momentos correspondiente (en el anejo de la norma se le denomina “z”).

**1.9.1.4. ABOLLADURA DEL ALMA.**

Los perfiles laminados no se comprueban a abolladura.

**1.9.1.5. CRITERIOS LÍMITES DE TENSIÓN, ESBELTEZ Y FLECHA.**

El programa comprueba y dimensiona las barras de la estructura según 3 criterios límites:

- Tensión

- Esbeltez

- Flecha

**1.9.2. CÁLCULO DE LAS CORREAS.**

**1.9.2.1. ESFUERZOS SOBRE LA CUBIERTA.**

La correa se ha considerado como una viga continua cargada uniformemente en sus dos vanos. El siguiente paso es el cálculo del momento flector máximo, a partir del diagrama de momentos. Para ello empleamos la siguiente expresión:

Mmax = k ×q×s×L2

Siendo:

- k = 0,125 (correspondiente a una viga de dos vanos)

- q = 89,9 Kg/m2

- s = 2 m

- L= 6,60 m

Mmax = k ×q×s×L2 = 0,125×89,9×2×6,602 =979,01kp/m

Al no coincidir los ejes principales de la sección con la dirección de las cargas gravitatorias o del momento Mmáx se calcularán las componentes del momento flector obtenido según dichas direcciones. (Flexión desviada).

- Flexión en el plano perpendicular al faldón de cubierta:

M\*x=Mmax cos 8,13= 979,01 cos 8,13= 969,17 kp/m

- Flexión en el plano paralelo al faldón de cubierta:

M\*y=Mmax sen 8,13= 979,01\*sen 8,13= 138,45 kp/m

**1.10.- CÁLCULO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.**

*Soportes metálicos*.

En los soportes de estructuras la compresión suele venir acompañada de flexión, equivalente a un esfuerzo normal actuando excéntricamente. A continuación se reflejan las comprobaciones necesarias para la determinación de la estructura.

*Esbeltez mecánica.*

λ= lk / i donde,

lk es la longitud de pandeo.

i es el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

Se recomienda que la esbeltez mecánica de las piezas no supere el valor de 200 en elementos principales.

*Longitud de pandeo.*

lk = \_ · l donde,

l es la longitud real de la pieza.

\_ es el coeficiente de pandeo en función de la vinculación de la pieza.

Comprobación de resistencia.- en las barras de sección constante solicitadas a compresión excéntrica se verificará en todo punto:



Donde:

N\* es el esfuerzo normal ponderado.

M\*x y M\*y son los momentos flectores ponderados.

A es el área de la sección.

σu es la resistencia de cálculo del acero.

Comprobación a pandeo.



Donde:

N\* es el esfuerzo normal ponderado en valor absoluto.

w es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica de la pieza y del tipo de acero.

Wc es el módulo resistente de la sección relativo al borde en compresión.

M\* es el momento flector máximo ponderado en valor absoluto en la parte central.

**Vigas metálicas.**

Comprobación de la sección.

En todo punto de la sección debe verificarse:

<=σu



Donde:

σ\* es la tensión normal ponderada en dicho punto.

􀀀\* es la tensión tangencial ponderada en dicho punto.

Comprobación de la flecha.

La flecha f (mm) en el centro del vano de una viga apoyada de sección constante constituida por un perfil simétrico de canto h (cm) y luz l (m) viene definido por:

Donde:

s: es la tensión máxima producida por el máximo momento flector característico (kg/mm2).

a: es un coeficiente que depende de la clase de sustentación y tipo de carga.

La relación flecha / luz viene limitada por los siguientes valores:

- Para vigas de cubierta: 1 / 250.

- Para vigas de más de 5 m de luz 1 / 400.

Comprobación a pandeo lateral.

Debe cumplirse la condición: M\*<=Mcr,

Donde:

M\* es el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga.

Mcr es el momento crítico de pandeo lateral.

**1.11.- CIMENTACIÓN DE LA NAVE.**

**1.11.1.- INTRODUCCIÓN.**

Las zapatas son el último eslabón entre la estructura y el terreno.

La cimentación se realizará mediante el uso de zapatas rígidas aisladas de hormigón armado, y en el pórtico de la junta de dilatación será zapata combinada aislada, de hormigón HA-25 de resistencia característica, acero para las parrillas de diámetro mayor de 12 mm como recomienda la norma.

Se tendrá en cuenta que los pilares que se encuentra en las dos curvas, tienen una separación pequeña, por lo que se ha optado de realizar un zapata que los contenga.

Los cimientos se deben dimensionar de modo que puedan absorber todos los esfuerzos actuantes y la totalidad de las reacciones inducidas.

La cimentación fue calculada bajo los preceptos de la norma Instrucción del hormigón estructural, EHE 99.

El control de ejecución es NORMAL.

La tensión admisible del terreno de 2 N/m2 y estará constituida por zapatas perfectamente arriostradas y asentadas sobre una capa de 10 cm de hormigón pobre de limpieza para nivelar el terreno.

Los materiales que constituyen la cimentación se detallan a continuación:

Tipo y Características resistentes

- Hormigón de limpieza HM-20

- Hormigón HA-25/B/20/IIa

- Acero armadura longitudinal B-400-S

- Acero estribos B-400-S

- Acero laminado A 42 b

- Electrodos E 43 1 B

- Pernos A-4D

**1.11.2. ZAPATAS.**

El cálculo se ha realizado de acuerdo a la Norma EHE, y a la Instrucción para el Proyecto y Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, mediante el programa CYPE.

Las bases de cálculo y características de los componentes de las zapatas son:

- Coeficiente de minoración del hormigón: ?􀀀c = 1,50

- Coeficiente de minoración del acero: ?􀀀s = 1,15

- Coeficiente de mayoración de las acciones: ?􀀀t = 1,60

- Tensión admisible del terreno: s􀀀 = 2,0 N/m2

- Nivel de control: Normal.

Los resultados de las dimensiones y armaduras necesarias para las zapatas de las estructuras de los edificios son los siguientes:

Las zapatas están arriostradas por medio de vigas de centradoras.

Previamente a la cimentación se realizará un relleno de una capa de 10 cm de hormigón de 120 N/m2 de resistencia característica como limpieza y de pozos y zanjas, así como para el relleno de excesos de excavación.

En cuanto a la solera, la norma recomienda disponer una solera que consta de una capa de 30 cm de encachado de piedra, sobre la que se vierte una capa de 20 cm de hormigón armado con malla electrosoldada 15x30 cm de diámetro 5 mm.

Se ha escogido una solera de tipo semi-pesada (RSS-5), según la Norma NTE-RSS-1973 (Soleras). La solera se encuentra apoyada sobre una capa de relleno, de 1 m de espesor, a base de tierra compactada. Extendida sobre terreno compactado mecánicamente y que se terminará enrasándola previo compactado en 2 capas.

El hormigón será de resistencia característica de 250 N/m², formando una capa de 20 cm de espesor. La superficie se terminará mediante reglado y el curado se realizará mediante riego que no produzca deslavado.

Se dispondrá de una junta de retracción (RSS-8) de 1 cm de espesor y una profundidad de 5 cm, formado una cuadrícula de 5 m de lado.

Para aislar el pavimento de los elementos estructurales, como muros, pilares y cimentación, se dispondrá una junta de contorno (RSS-9). Dicho separador será de poliestireno expandido de 2 cm de espesor y una altura mínima igual al espesor de la capa de hormigón (20 cm).

**1.11.3. VIGAS DE ATADO.**

Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas, absorbiendo los esfuerzos horizontales por la acción del sismo.

A partir del axil máximo, se multiplica por la aceleración sísmica de cálculo ‘a’ (no menor que 0,05), y estos esfuerzos se consideran de tracción y compresión (a·N).

De forma opcional se dimensionan a flexión para una carga uniforme p (1 T/ml ó 10 kN/ml) producida por la compactación de las tierras y solera superior. Se dimensionan para un momento p 12/12 positivo y negativo y un cortante p 1/2, siendo l la luz de la viga.

Para el dimensionado se utilizan las combinaciones llamadas de Vigas Centradoras como elemento de hormigón armado.

Se utilizan unas tablas de armado con armado simétrico en las caras.

Se hacen las siguientes comprobaciones:

- diámetro mínimo de la armadura longitudinal

- diámetro mínimo de la armadura transversal

- cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción (si se ha activado la carga de compactación)

- cuantía geométrica mínima de la armadura de compresión (si se ha activado la carga de compactación)

- armadura mecánica mínima

- separación mínima entre armaduras longitudinales

- separación máxima entre armaduras longitudinales

- separación mínima entre cercos

- separación máxima entre cercos

- ancho mínimo de vigas (1/20 luz)

- canto mínimo de vigas (1/12 luz)

- fisuración (0,3 mm, no considerando el sismo)

- longitud de anclaje armadura superior

- longitud de anclaje armadura piel

- longitud de anclaje armadura inferior

- comprobación a cortante (sólo con carga de compactación)

- comprobación a flexión (sólo con carga de compactación)

- comprobación a axil

Para asegurar una efectiva unión entre zapata y viga, las armaduras de éstas serán continuas a lo largo de todo el perímetro, atravesando las zapatas.

Estarán enrasadas con éstas por el borde superior.

Todas las zapatas se unirán perimetralmente mediante vigas de atado de 40x40 cm con una armadura formada por:

- Armadura superior: 2F 16

- Armadura inferior: 2 F 16

- Estribos: 1 F 8c/30

Estas vigas cumplirán una doble función; por una parte rigidizarán la estructura de cimentación y, por otra, servirán de soporte al cerramiento exterior del edificio.

Las características geométricas de las vigas de atado se encuentran en los planos correspondientes.

**Cimentación.**

Partes principales de las que se compone una zapata.

Armadura:

- Material situado en las zonas donde se puede producir flexión.

- Encargado de soportar los esfuerzos de tracción.

- Es el material que garantiza la conexión entre los diferentes elementos constructivos que formen parte del sistema.

- Encargado de coser las posibles fisuras por retracción del hormigón.



*Zapata Aislada*

Hormigón:

- Material base del cimiento.

- Es el encargado de darle forma.

- Soporta los esfuerzos de compresión.

- Protege a la armadura de la corrosión.



*Zapata Aislada*

**1.11.4. CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA CIMENTACIÓN.**

El hormigón utilizado será HA-25, y el acero empleado en las armaduras será acero B400S.

Características del hormigón HA-25:

- Resistencia característica a compresión fck = 250 kp/cm2, 􀀀c = 1,5; fcd=250/1,5=166,7kg/cm2.

Características del acero:

- Acero B400S

- Límite elástico: fyk = 4100 kg/cm2.

Coeficientes:

- Coeficiente de minoración del hormigón para un nivel de control normal ?􀀀c = 1,5.

- Coeficiente de minoración del acero para un nivel de control normal ?􀀀s = 1,15.

- Coeficiente de hormigonado: 0,9.

Acciones:

- Las transmitidas por la estructura.

- El peso propio de la zapata (2500 kg/m3).

- El peso de la solera sobre la zapata.

La tensión admisible del terreno a considerar en el cálculo tras análisis de datos obtenidos sobre resistencia del terreno en edificaciones recientes en la zona e inspección del terreno es de 2 kg/cm2.

El relleno de la cimentación, se realizará con una capa de 10 cm de hormigón de limpieza de HA-25 N/mm2 de resistencia a la compresión.



**1.11.5. RESULTADO DEL PROGRAMA CYPE INGENIEROS.**

Se adjunta a continuación los valores obtenidos en el programa CYPE, con respecto a las zapatas y vigas centradoras.



**1.11.6. VIGAS CENTRADORAS**



**1.12. PLACAS DE ANCLAJE DE LA NAVE.**

**1.12.1. INTRODUCCIÓN.**

La misión de estas placas es la de transmitir las acciones de la estructura a la cimentación de la forma más gradual posible. De esta manera se aumenta el área de presión que ejerce el pilar sobre el hormigón para que la tensión máxima que éste es capaz de soportar no sea sobrepasada y evitar así el punzonamiento en la zapata, ya que, la tensión soportada por el hormigón es muy inferior a la soportada por el acero. Además, servirán de medio de unión entre dos materiales que distintos en su naturaleza: el acero del pilar y el hormigón que constituye la cimentación.

El acero utilizado en las placas de anclaje será del tipo A-42b y todas las placas serán centradas respecto a su centro de gravedad. Las placas de anclaje se unen a los pilares mediante soldadura a tope y dimensiones:

La placa de anclaje se unirá al hormigón por medio de pernos que garantizarán una unión íntima entre ambos elementos para que actúen conjuntamente. Las longitudes de los pernos serán las indicadas y de en prolongación recta. Los pernos se doblarán en su extremo inferior una distancia nunca menor a 15 cm, y su extremo superior estará preparado para roscar y provisto de tuerca.

Los pernos de anclaje se colocarán en el momento de efectuar la cimentación de la zapata. Con lo cual sobresalen 30 mm por encima de la zapata, para poder disponer de una capa de reglaje que nivele todas las alturas y proporcione un asiento uniforme a la placa.

El esfuerzo a compresión de la zapata será resistido, en su totalidad, por el hormigón, siendo los pernos de anclaje los encargados de absorber los esfuerzos de tracción.

**1.12.2. UNIONES SOLDADAS.**

Las soldaduras se realizarán según lo dispuesto en la Norma NBE-MV- 104/1976 (Norma básica de la edificación: ejecución de las estructuras de acero laminado en la edificación).



*Anchos de Garganta y longitudes de Soldado*

La totalidad de la estructura, una vez terminada, será pintada con antioxidantes prestando especial atención a los cordones de soldadura. La pintura será de marca acreditada y aprobada previamente por el Ingeniero -Director de Obra.

Como ya se comentó las uniones soldadas se realizarán según lo dispuesto en la Norma NBE-MV-104-1976. Es decir, con soldado eléctrico manual, por arco descubierto con electrodo fusible revestido.

Serán de cordón de soldadura continuo con garganta de soldadura de acuerdo con los cálculos en cada caso, según el estado de carga y la forma de los elementos a unir. En todos los elementos de la estructura, sobre todo en aquellos puntos sometidos a mayores acciones y los puntos de enlace con otros elementos, se utilizarán rigidizadores.

**1.12.3. CÁLCULO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.**

Las placas de anclaje son los elementos constructivos a través de los cuales los soportes transmiten los esfuerzos al cimiento de manera que éste pueda resistirlo. Son los elementos que unen el soporte a la zapata, en nuestro caso como la nave está elevada, une el soporte al enano.

Para el cálculo se sume que las tensiones de compresión sobre el hormigón se distribuyen uniformemente en una zona cuya extensión es de ¼ de la longitud de la placa y que la tracción es absorbida por los pernos.



*Placa de Anclaje*

Como datos de partida, es necesario conocer:

- Valor característico de los esfuerzos a los que se encuentra sometido el soporte.

- Resistencias características del hormigón empleado en el cimiento fck y del acero de los pernos fyk.

- Los niveles de control de los materiales y de la ejecución de la cimentación, así como el tipo de daños previsibles en caso de accidente.

Características del acero:

- Acero en base y cartelas: A42b: su = 2600kg/cm2.

- Pernos: acero B400S

- Límite elástico: fyk = 4100 kg/cm2.

Se adjuntará los resultados obtenidos por el programa informático.



**1.14.- ALJIBE.**

**1.14.1. CAPACIDAD DEL DEPÓSITO**.

El aljibe se dimensionará con la capacidad suficiente para el abastecimiento de agua tanto para el consumo de la instalación de fontanería como para cubrir las necesidades de la instalación contra incendios.

**1.14.2. CONSIDERACIONES PREVIAS.**

Se ha considerado las siguientes hipótesis de cálculo.

- Ancho de fisuración máximo: w=0,20mm

- Recubrimiento: c=47mm

- Se adopta un espesor “e” de 50 cm.

- Dimensiones del depósito.

Dimensiones del Aljibe.

*Ancho b Largo a Alto h Total (m)*

10 10 10 1000

El depósito va a estar enterrado, la razón fundamental por la que se ha adoptado esta solución, es con objeto de dejar, en la superficie el mayor espacio libre posible, además de por una cuestión práctica. Además, otro factor importante son sus dimensiones.

El hormigón a utilizar será impermeable debido a la estanqueidad necesaria para este tipo de construcciones y debiendo controlar la fisuración con un armado conveniente.

La tomas de aspiración del agua de servicio, como el agua de abastecimiento del proceso estará a una profundidad de 1,60 m, mientras que la aspiración del grupo contra incendios lo hará desde el fondo del mismo, asegurándose de esta forma la reserva necesaria para las bocas de incendio.

El depósito tendrá paredes de sección constante con las dimensiones y refuerzos necesarios para responder a los esfuerzos y solicitaciones exigidas.

Cada una de las losas que constituyen las placas laterales del depósito, se encontrarán perfectamente empotradas en tres de sus lados y con el borde superior, apoyado (para de este modo disminuir el momento y, por tanto, el armado.)