

1. IMPOSTAZIONE DEL MODELLO AD ELEMENTI FINITI

Inizialmente è stato realizzato sul software SAP2000 un modello semplificato della struttura esistente, con l'obiettivo di usarlo per misurare i diversi impatti strutturali delle modifiche progettuali apportate e poter calcolare quindi le eventuali modifiche per poter consolidare l'edificio e operare conseguentemente. Per la valutazione concernente le diverse destinazioni d'uso, con le conseguenti variazioni di carichi verticali, è stata effettuata una modellazione ad elementi finiti di un'unità radiale dell'edificio. Le altre unità, identiche, sono state sostituite da vincoli, dove sono stati bloccati solo gli spostamenti orizzontali nel piano perpendicolare al raggio dell'arena. Questa simulazione, trascurando le azioni orizzontali come il vento e il sisma, e le reazioni dovute alle spinte delle volte, non ci permette la valutazione degli sforzi concernenti l'apertura progettata. È stata effettuata quindi una valutazione più completa dell'arena, con l'anello intero e la totalità delle tribune conservate. Inoltre, per ottenere un sistema a ridotto numero di variabili, sono stati semplificati questi due modelli, essendo allo stesso tempo il più simile possibile alla realtà; tutto ciò per poter progettare l'intervento di consolidamento più idoneo.

Infine, è stata effettuata sul modello completo una verifica di resistenza al sisma.

1.1. DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Basandosi sulle osservazioni che abbiamo potuto effettuare durante la nostra visita in sito e sulla letteratura, sono stati introdotti nel software quattro materiali.

Per quanto riguarda tutto quello che concerne le sezioni metalliche, è stato considerato un acciaio di tipo Thomas, che era il metallo maggiormente diffuso nelle costruzioni all'inizio del ventesimo secolo, avendo esso sostituito completamente il ferro battuto, troppo fragile per resistere alle sollecitazioni degli edifici. Sono state anche utilizzate le caratteristiche dell'acciaio descritte in alcune tabelle dell'ingegner Giuseppe Colombo del 1884 nel [Manuale dell'Ingegnere](#) associate anche ad alcuni documenti riguardanti il restauro delle strutture in acciaio dei primi anni del ventesimo secolo. Di seguito vengono riportate:

| Acciaio tipo Thomas | |
|---------------------------------------|-----------------------|
| Peso specifico | 78 kN/m ³ |
| Modulo di elasticità | 200 000 MPa |
| Coefficiente di Poisson | 0,33 |
| Coefficiente d'espansione termica | 0,012 mm/mK |
| Resistenza minima allo snervamento Fy | 240 N/mm ² |
| Resistenza minima alla trazione Fu | 400 N/mm ² |
| Resistenza reale allo snervamento Fye | 370 N/mm ² |
| Resistenza reale alla trazione Fue | 440 N/mm ² |

Per le parti in calcestruzzo, si è considerato invece:

| Calcestruzzo | |
|--|-------------------------|
| Peso specifico | 24 kN/m ³ |
| Modulo di elasticità | 14000 MPa |
| Coefficiente di Poisson | 0,15 |
| Coeff. di espansione termica | 0,0098 mm/mK |
| Resistenza alla compressione specifica | 20,68 N/mm ² |

Per le murature, che sono considerate costituite da mattoni pieni legati con malta e calce, sono stati inseriti nel software valori che si trovano nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" del 14 gennaio 2008:

| Murature di mattoni pieni | |
|---------------------------|------------------------|
| Peso specifico | 6,63 kN/m ³ |
| Modulo di elasticità | 1,2 MPa |
| Coefficiente di Poisson | 0,20 |

Infine per gli elementi a piastrelle, lavorando come delle volte catalane tipo "Guastavino", sono stati utilizzati i risultati del professore S. Atamturktur pubblicati nel 2006 e quelli dell'ingegner Guastavino datati 1892:

| Volte catalane | |
|-------------------------|----------------------|
| Peso specifico | 18 kN/m ³ |
| Modulo di elasticità | 7,4 MPa |
| Coefficiente di Poisson | 0,26 |

GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI

La modellazione ad elementi finiti degli elementi che lavorano a membrana è stata effettuata usando l'elemento "shell" di SAP2000; questi componenti sono stati suddivisi in parte avendo un rapporto di forma vicino a 1 e con i lati di lunghezza inferiore ai 50cm. Il numero di elementi "shell" nella simulazione completa finale è pari a 25.802.

I diversi pilastri e travi sono stati modellati con l'elemento "frame" e suddivisi in elementi di uguale lunghezza agli "shell" con cui interagiscono, per avere una buona ripartizione delle forze; infatti in base agli elementi finiti, i diversi componenti interagiscono solo in corrispondenza dei nodi. Il numero di elementi "frame" nella simulazione completa finale è di 15.267; questi elementi di lunghezza ridotta sono stati incastrati tra di loro. Nelle travi reticolari invece, usando la funzione "frame releases", sono stati annullati i momenti alle estremità delle barre interne, così per ottenere dei collegamenti a cerniera, che sembrano essere il più vicino alla realtà possibile, visto che il collegamento è realizzato unicamente con un bullone o con un rivetto.

I gradoni del primo e del secondo piano, sostenuti dalle travi reticolari, sono stati modellati con una superficie "shell" senza proprietà e pesi propri, unicamente per ripartire il peso applicato verso gli elementi di sostegno. Infatti, dal momento che nessun cambiamento è stato apportato su queste parti di edificio, e che il loro stato di conservazione non è precario, non sono state studiate le caratteristiche di essi, considerando invece solo la loro influenza sul resto della struttura considerata.

1.2. DEFINIZIONE DEI VINCOLI

I diversi vincoli a terra tra gli elementi "shell", corrispondendo ai componenti in calcestruzzo o mattoni, sono stati considerati appoggi semplici; sono state bloccate per tanto le tre traslazioni ma non le rotazioni. I pilastri in acciaio presenti all'interno dei pilastri, visto il dettaglio riportato nel "Antiga academià di Mollet del Valles", sono stati considerati incastrati a terra.

Aspettando il calcolo dei due portali da inserire per sostenere l'apertura progettata nell'edificio esistente, sono state inserite delle cerniere su ogni punto del taglio, bloccando solo la traslazione nel piano orizzontale della facciata. Analogamente, sono state introdotte delle cerniere, dove è stato bloccato lo spostamento nel piano perpendicolare alla facciata sulla parte dell'anello in contatto con il nuovo edificio.

1.3. DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI

Di seguito vengono elencate le proprietà degli elementi utilizzati nella modellazione ad elementi finiti; tutti i coefficienti moltiplicatori sono ogni volta stati impostati unitari.

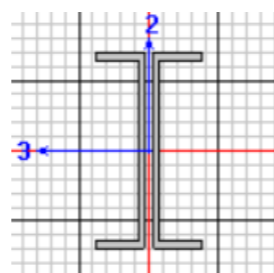
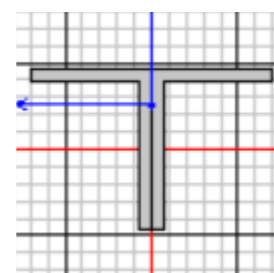
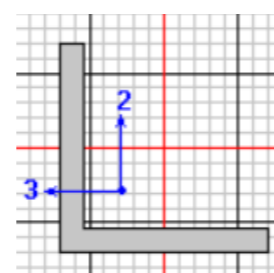
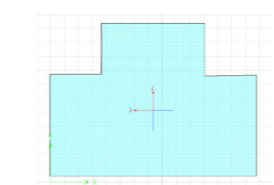
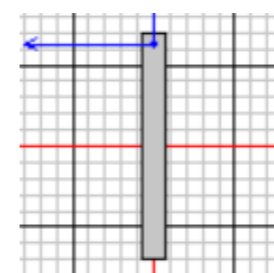
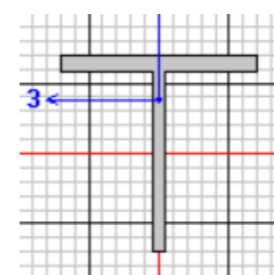
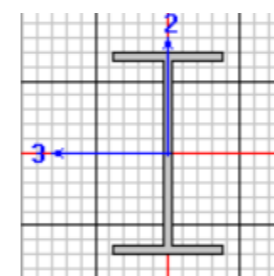
| Elementi "Frame" angolari a lati uguali | | |
|---|-----------|---------------------|
| Angolari 40 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 40 mm |
| | Spessore | 6 mm |
| Angolari 50 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 50 mm |
| | Spessore | 6 mm |
| Angolari 60 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 60 mm |
| | Spessore | 9 mm |
| Angolari 80 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 80 mm |
| | Spessore | 10 mm |

| Elementi "Frame" angolari doppi | | |
|---------------------------------|-----------|---------------------|
| Doppia 60 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 60 mm |
| | Larghezza | 2 x 60 mm |
| | Spessore | 6 mm |
| Doppia 70 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 70 mm |
| | Larghezza | 2 x 70 mm |
| | Spessore | 10 mm |
| Doppia 160x120 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 160 mm |
| | Larghezza | 2 x 120 mm |
| | Spessore | 12 mm |

| Elementi "Frame" doppi profili a U ad ali parallele | | |
|---|---------------------|---------------------|
| Doppia U 200x110 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 203,2 mm |
| | Larghezza | 2 x 55,65 mm |
| | Spessore dell'anima | 2 x 6,35 mm |
| | Spessore dell'ala | 9,652 mm |



Dettaglio preso nell'"Antiga academià di Mollet del Valles",
arch. Domenech Sugrañes i Gras



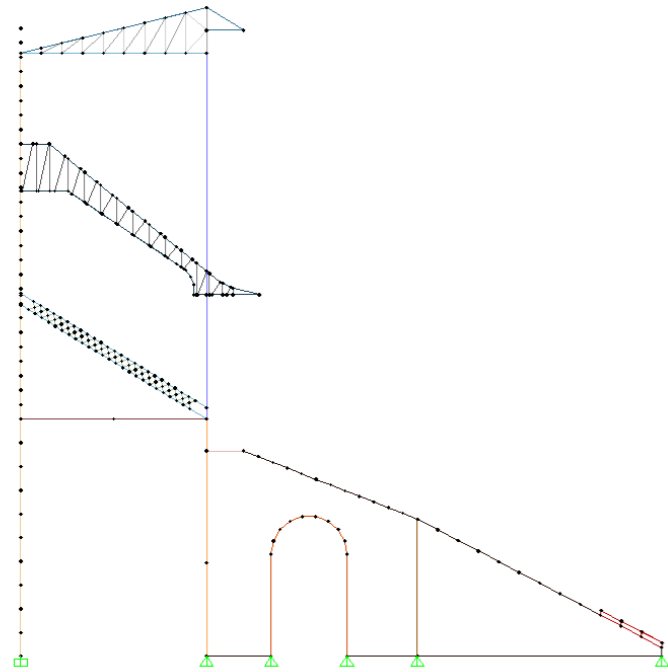
| Elementi "Frame" profili I ad ali parallele | | |
|---|---------------------|---------------------|
| IPN 120 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 117,6 mm |
| | Larghezza | 64 mm |
| | Spessore dell'anima | 3,8 mm |
| IPN 180 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 180 mm |
| | Larghezza | 91 mm |
| | Spessore dell'anima | 5,3 mm |
| IPN 220 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 220 mm |
| | Larghezza | 64 mm |
| | Spessore dell'anima | 8,5 mm |
| IPN 300 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 300 mm |
| | Larghezza | 150 mm |
| | Spessore dell'anima | 7,1 mm |

| Elementi "Frame" profilo a T | | |
|------------------------------|---------------------|---------------------|
| Meta IPN 220 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 110 mm |
| | Larghezza | 110 mm |
| | Spessore dell'anima | 5,9 mm |
| Spessore dell'ala | 9,2 mm | |

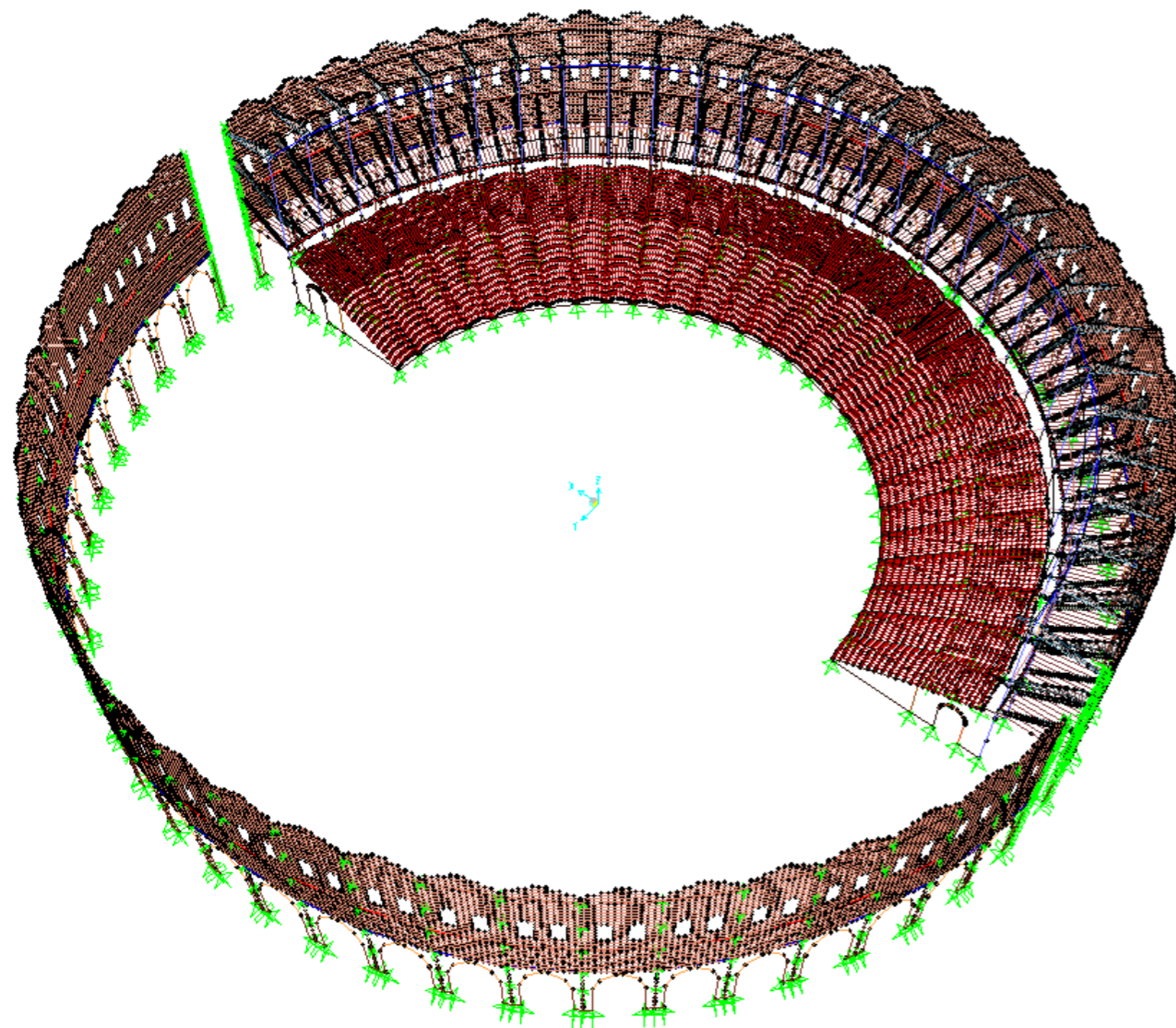
| Elementi "Frame" piastra | | |
|--------------------------|-----------|---------------------|
| Piastra 50 | Materiale | Acciaio tipo Thomas |
| | Altezza | 50 mm |
| | Spessore | 5 mm |

| Elementi "Frame" diversi | | |
|--------------------------|-----------|----------------|
| Arco 42 | Materiale | Volte catalane |
| | Altezza | 420 mm |
| | Larghezza | 420 mm |
| Arco T 42 | Materiale | Volte catalane |
| | Altezza | 280+140 mm |
| | Larghezza | 140+280+140 mm |
| Pilastro 200x100 | Materiale | Calcestruzzo |
| | Altezza | 200 mm |
| | Larghezza | 100 mm |

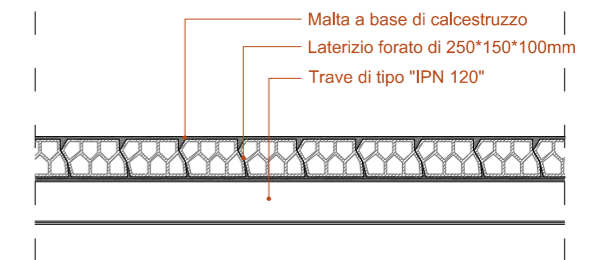
| Elementi "shell" diversi | | |
|--------------------------|-----------|--------------------------------|
| Murature in mattoni | Materiale | Murature di mattoni pieni |
| | Spessore | 280 mm, 340 mm, 420 mm, 480 mm |
| | Tipo | A lastra ("Thick") |
| Volte catalane | Materiale | Volte catalane |
| | Altezza | 350 mm |
| | Tipo | A piastra ("Thin") |



| Elemento | Dimensione | Colore |
|----------------|------------|--------|
| Angolari | 40 | |
| | 50 | |
| | 60 | |
| | 80 | |
| Angolari doppi | 60 | |
| | 70 | |
| Piastra | 160*120 | |
| "T" | 50 | |
| "Doppia U" | 110 | |
| IPN | 200*110 | |
| | 120 | |
| | 180 | |
| | 220 | |
| Arco | 300 | |
| | 42 | |
| | 42 | |
| Arco T | 42 | |
| Pilastro | 200*100 | |
| Murature | 28 | |
| | 34 | |
| | 42 | |
| | 48 | |
| Volte catalane | 35 | |



Dettaglio dei gradoni, scala 1/20, riferirsi alla SRT 4



Il loro peso proprio è stato valutato come riportato di seguito:

| Elemento | Frequenza | Peso unitario | Peso per unità di superficie |
|-----------------|------------|--------------------------------|------------------------------|
| Trave IPN 120 | Ogni 80 cm | 0,111 kN/m | 0,14 kN/m ² |
| Laterizi forati | 1 | 1,1 kN/m ² | 1,1 kN/m ² |
| | | G_{gradoni sup} | 1,25 kN/m² |

Le murature sono state modellate come se fossero una lastra, che tiene conto delle deformazioni del taglio, perché sono maggiormente caricate nel loro piano medio, mentre la volte catalane dei gradoni inferiori sono state considerate come se fossero delle piastre perché sono maggiormente caricate perpendicolarmente al loro piano medio.

1.4.DEFINIZIONE DEI CARICHI

Usando degli elementi "shell", sono stati impostati solo dei carichi per area nella modellazione; sono stati scelti quelli con ripartizione uniforme verso gli elementi "frame", qualora fossero sostenuti da elementi frame, e quelli normali negli altri casi.

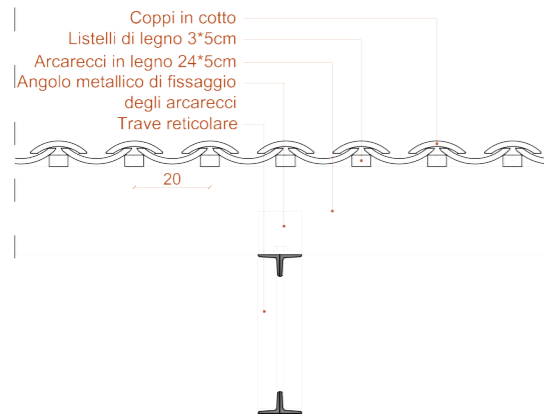
CARICHI PERMANENTI

Peso proprio degli elementi strutturali

Come già scritto in precedenza, le due parti di gradoni superiori, sostenuti dalle diverse travi reticolari, sono stati modellati come delle superfici senza caratteristiche, e quindi senza peso proprio; esistendo solo per trasmettere i diversi carichi agli elementi di sostegno, il loro peso proprio è quindi stato calcolato separatamente e aggiunto ai diversi carichi esterni.

Modello della struttura nel software SAP 2000, definizione dei componenti

Lo stesso principio è stato utilizzato per modellare la copertura.



Dettaglio del tetto, scala 1/20, riferirsi alla SRT 6

| Elemento | Frequenza | Peso unitario | Peso per unità di superficie |
|--------------------|--------------|--------------------------|------------------------------|
| Coppi in cotto | 1 | 0,13 kN/m ² | 0,13 kN/m ² |
| Listelli di legno | Ogni 20 cm | 0,036 kN/m | 0,18 kN/m ² |
| Arcarecci in legno | Ogni 72,5 cm | 0,30 kN/m | 0,42 kN/m ² |
| | | G_{tetto} | 0,75 kN/m² |

Gli altri pesi sono stati direttamente calcolati dal software usando i diversi pesi specifici introdotti nella definizione dei materiali. Questi carichi permanenti saranno chiamati "Dead".

Carico della terra

Sono stati impostati due pesi di terra diversi, essendo diversi gli spessori; tra le diverse inclinazioni del terreno impostate troviamo quella pari al 30% per la parte bassa delle gradinate e quella pari al 50% per la parte alta. La precedente percentuale d'inclinazione è stata scelta per seguire l'originale pendenza delle gradinate.

La parte bassa con pendenza pari al 30%, che corrisponde al primo sviluppo in pianta della gradinate pari a 1,4m, è stata considerata con uno spessore di terra pari a 60cm. Per la parte alta invece, corrispondente ai 6,3m seguenti di sviluppo planare, è stato preso in considerazione lo spessore reale di terra, pari a 17cm. Il substrato scelto ha un peso proprio di 15kg/cm mentre il peso proprio del pacchetto intero è stato calcolato in condizione di saturazione della terra in acqua, aggiungendo quindi 10kg/m², e ottenendo così:

$$G_{\text{terra, inf}} = 9 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{terra, sup}} = 3 \text{ kN/m}$$

Carico della parte con panchine e fioriere

Il peso della parte dove sono presenti panchine e fioriere è stata semplificata a un carico distribuito, considerando che le parte con i fiori occupa in pianta i due terzi di un gradone su due, con un volume di terra pari a 90cm*40cm*30cm; per tanto si ottiene:

$$G_{\text{panc+fio}} = 0,55 \text{ kN/m}$$

CARICHI VARIABILI

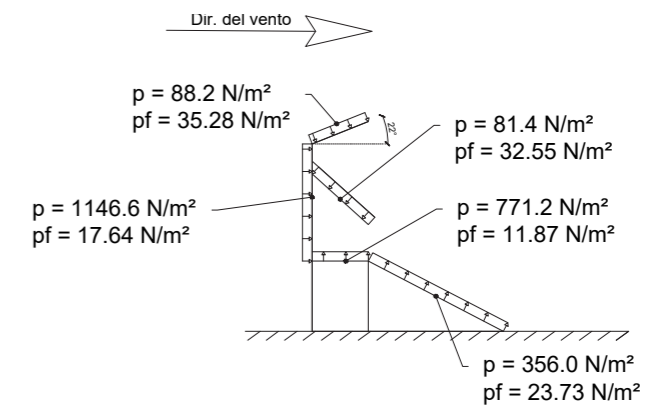
Carico d'uso Q_{grad}

Le zone dei gradini, essendo delle tribune entrano nella categoria C3 definita dell'Euro codice.

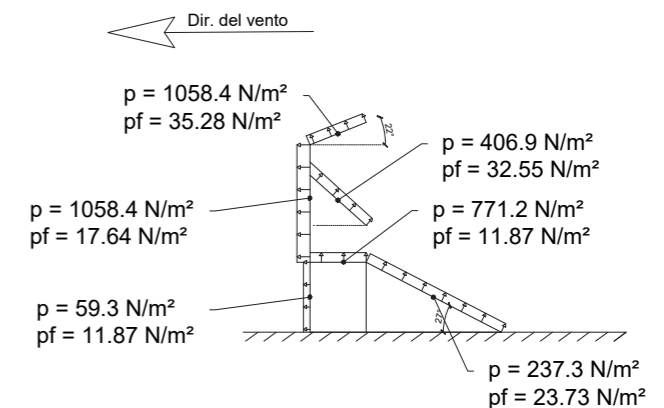
$$Q_{\text{grad}} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Carico del vento

Il metodo di calcolo per determinare i carichi del vento è già stato spiegato nella parte di progettazione del nuovo edificio. La situazione critica che si deve considerare è quella con il vento proveniente da Sud, dalla via Marina. Sull'arena agisce nella maniera riassunta negli schemi seguenti: lo schema 1 corrisponde al caso della parete Sud, lato della meta arena conservata mentre lo schema 2 a quello della parete Nord, dove si restaura solo l'anello esterno.



Schema 1: Caso della parete Sud



Schema 2: Caso della parete Nord

Carico neve

Come già calcolato nella parte strutturale dell'edificio nuovo, a Barcellona il carico neve è pari a:

$$Q_{\text{neve}} = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

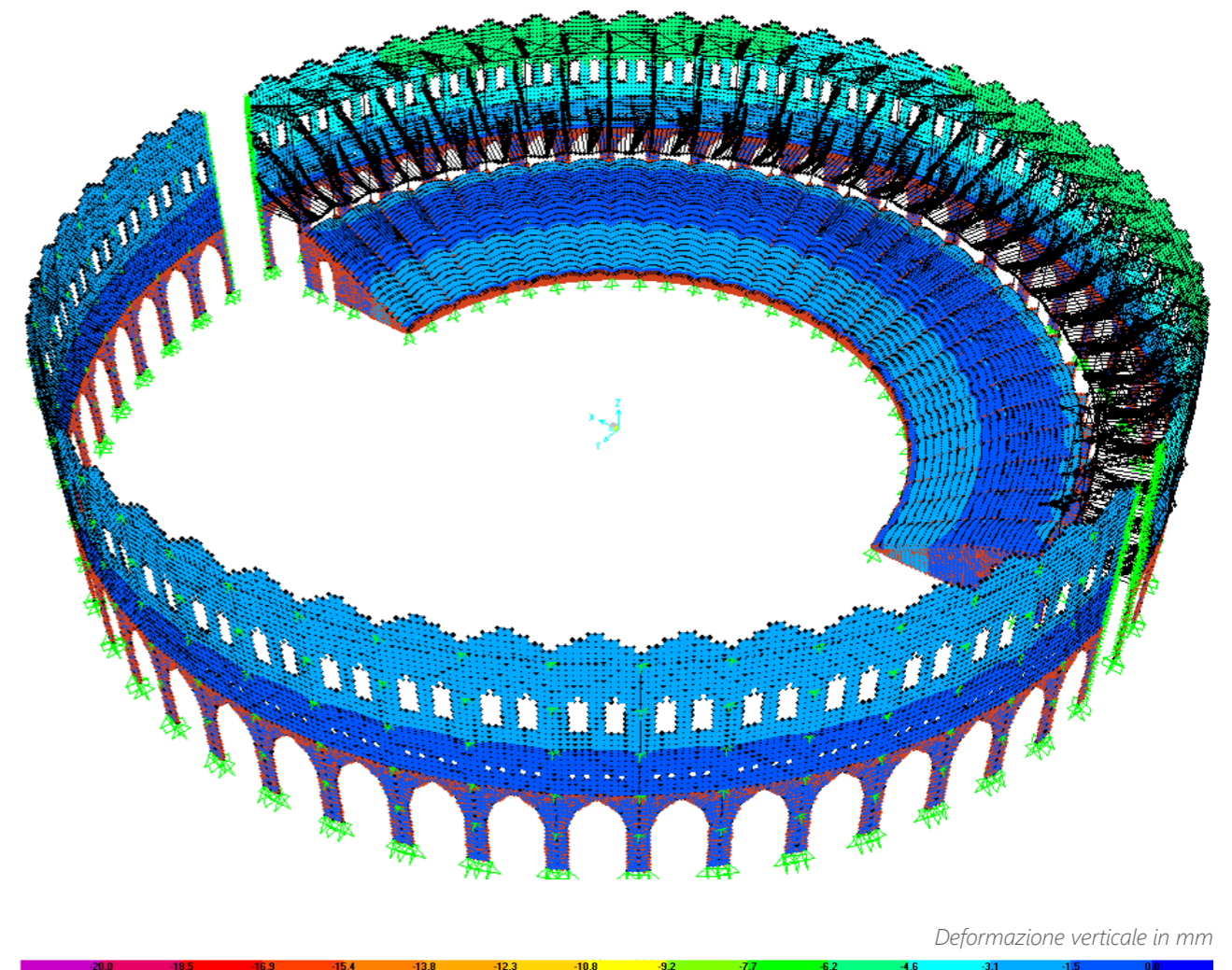
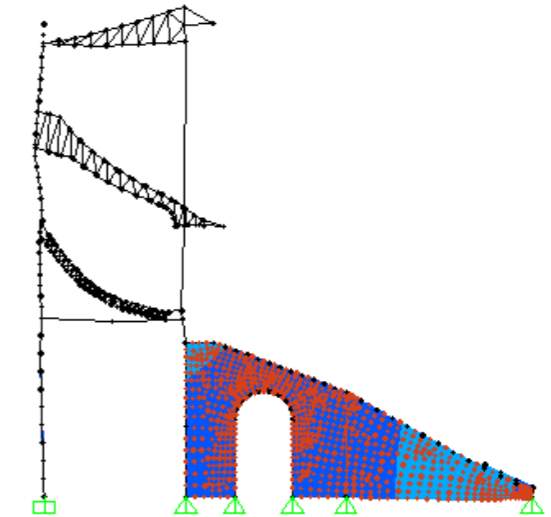
1.5.DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI:

Sono state infine introdotte diverse combinazioni nel software; conformemente ai requisiti del "Codigo Tecnico de la Edificaci3n", si fa riferimento al settore della costruzione in Spagna, dove i valori massimi degli spostamenti e delle deformazioni saranno verificati allo Stato Limite d'Esercizio, mentre la resistenza degli elementi strutturali sar3 verificata nella combinazione allo Stato Limite Ultimo.

| Tipo di combinazione | Combinazione |
|----------------------|--|
| SLS | $G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup}$ |
| | $G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup} + Q_{vento}$ |
| | $G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup} + Q_{vento} + 0,5Q_{neve}$ |
| | $G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup} + Q_{vento} + 0,7Q_{grad} + 0,5Q_{neve}$ |
| | $G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup} + Q_{grad}$ |
| SLU | $G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup} + Q_{grad} + 0,6Q_{vento} + 0,5Q_{neve}$ |
| | $1,35(G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup})$ |
| | $1,35(G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup}) + 1,5Q_{vento}$ |
| | $1,35(G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup}) + 1,5Q_{vento} + 0,75Q_{neve}$ |
| | $1,35(G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup}) + 1,5Q_{vento} + 1,05Q_{grad} + 0,75Q_{neve}$ |
| | $1,35(G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup}) + 1,5Q_{grad}$ |
| | $1,35(G_{gradoni\ sup} + G_{tetto} + Dead + G_{terra,\ inf} + G_{terra,\ sup}) + 1,5Q_{grad} + 0,9Q_{vento} + 0,75Q_{neve}$ |

Le altre combinazioni non sono state considerate perché sono chiaramente meno sfavorevoli alla struttura.

Sezione del modello completo con la deformata amplificata



Modellazione usata per calcolare l'intervento di sostegno della facciata nella parte svuotata e quello di ripresa del taglio

2. INTERVENTI NELLA PARTE CONSERVATA

Si verifica adesso la possibilità di eseguire le diverse destinazioni d'uso che sono state progettate nella parte recuperata. La semplificazione del modello a una porzione radiale dell'arena, con l'impostazione di cerniere ogni 50cm, che impediscono lo spostamento nel piano perpendicolare al raggio dell'arena, permette di ottenere risultati vicino alla realtà, quando si valutano i carichi verticali, che sono il caso studio di questa simulazione.

2.1. LA CREAZIONE DEI NEGOZI

Nella parte conservata, è stato deciso di sfruttare le arcate perimetrali per collocarci una galleria commerciale che da direttamente sulla città, con 16 aperture ripartite sull'intero perimetro della metà arena conservata, che danno rispettivamente sulle "via Marina" e "Gran vie de les Corts Catalanes". Inoltre, i 16 moduli sotto le gradinate che danno sul corridoio perimetrale, sono stati riaperti per creare una serie di negozi di diverse dimensioni, compresi tra i 37m² e i 121m², con anche i relativi spazi di stoccaggio compresi. È stata anche usata la parte attualmente chiusa dietro la prima serie di pilastri, che è stata delimitata da una parete in corrispondenza del punto in cui si aveva un'altezza netta pari a 2m70. Lo spazio retrostante non è stato considerato nella nostra ipotesi di progettazione, ma potrebbe essere usato dai negozi come area di stoccaggio complementare della superficie stabilita. Un piccolo ripostiglio con un bagno condiviso tra i due negozi è stato inoltre progettato nel corridoio sotto le scale d'accesso alla parte alta del primo piano di gradinate. Infatti, sfruttando la parete dove già oggi si trovano le condutture dell'acqua, dal momento che ci sono una serie di lavandini e orinatoi, è stato previsto l'inserimento di questo bagno con il minimo intervento, per essere il più reversibile possibile.

Di seguito viene illustrata una proposta di progettazione per 12 negozi, con diverse combinazioni tra i moduli e le diverse aree di stoccaggio; è stata poi riportata nelle piante per capire il reale potenziale di questo spazio molto aperto sulla città.

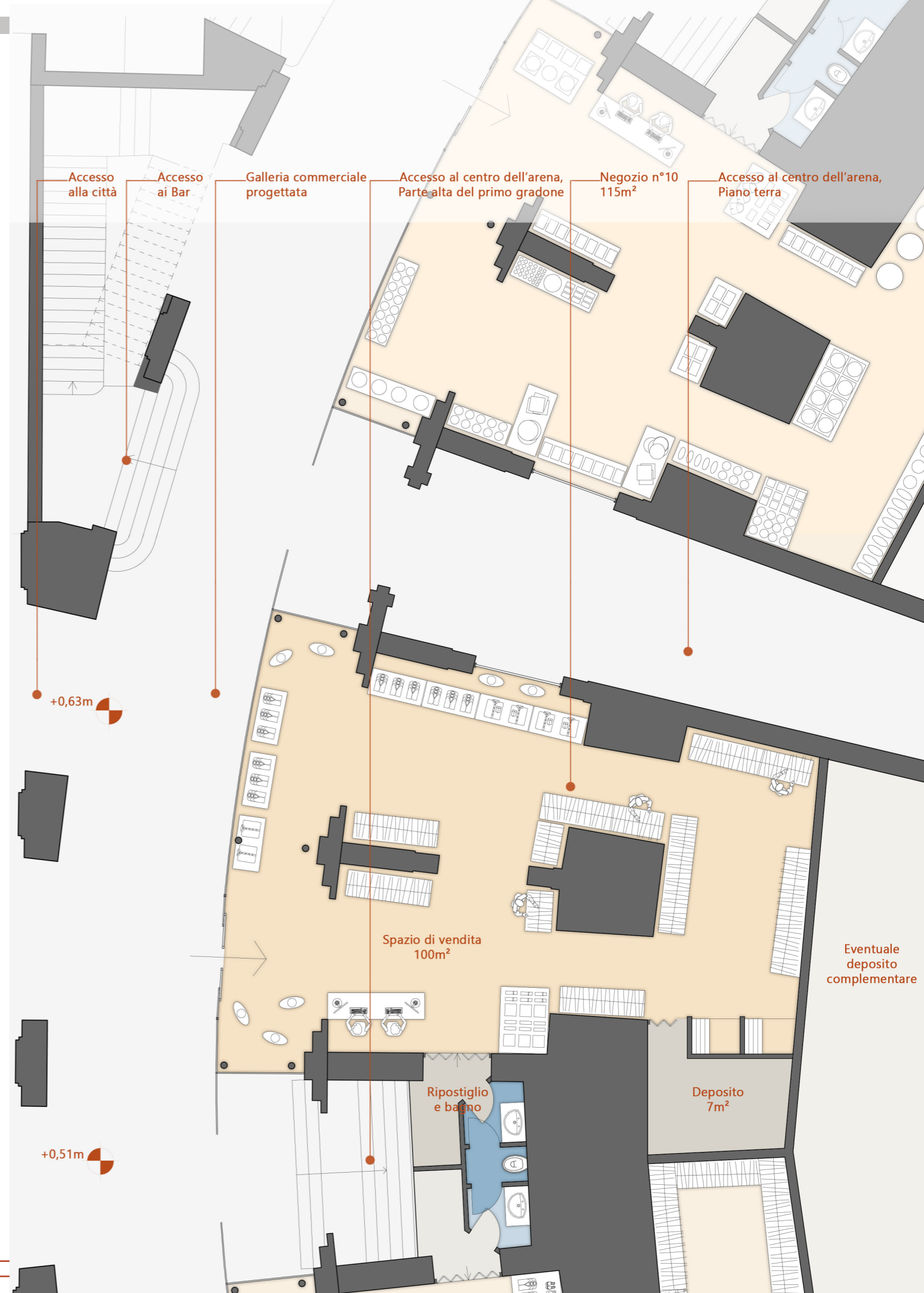
| Numero | Categoria proposta | Superficie | Deposito | Dimensione vetrina |
|--------|--------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------|
| 1 | Abbigliamento | 37m ² | 11m ² +ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 2 | Scarpe | 45m ² | 10m ² +ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 3 | Arte | 45m ² | Ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 4 | Alimentari | 100m ² | 18m ² +ripostiglio | 10,3+2,1m |
| 5 | Decorazioni | 100m ² | 21m ² +ripostiglio | 10,3+2,1m |
| 6 | Edicola | 33m ² | 4m ² +ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 7 | Abbigliamento | 58m ² | Ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 8 | Scarpe | 58m ² | Ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 9 | Abbigliamento | 58m ² | Ripostiglio | 5,2+2,1m |
| 10 | Abbigliamento | 100m ² | 7m ² +ripostiglio | 10,3+2,1m |
| 11 | Decorazione | 100m ² | 21m ² +ripostiglio | 10,3+2,1m |
| 12 | Abbigliamento | 37m ² | Ripostiglio | 5,2m |

Le facciate che danno sulle arcate sono state pensate come dei cubi di vetro che escono di due metri nel corridoio, così da ottenere un spazio consistente per la vetrina. Questi cubi di vetro vengono inglobati dalle volte esistenti in stile mudéjar, non praticando quindi nessun intervento su di esse. Le arcate presenti nei corridoi, che permettono l'accesso alla parte bassa dell'arena, sono state riaperte come previste da Manuel Raspall per "El Sport" e trasformate in vetrine secondarie di 2,05m, con una parete di vetro che è stata disposta nell'asse mediano dell'arcata.



Dettaglio dei "Docks de Marseille"
5+1AA architectes

Pianta della zona dei negozi, estratto
Scala 1/100



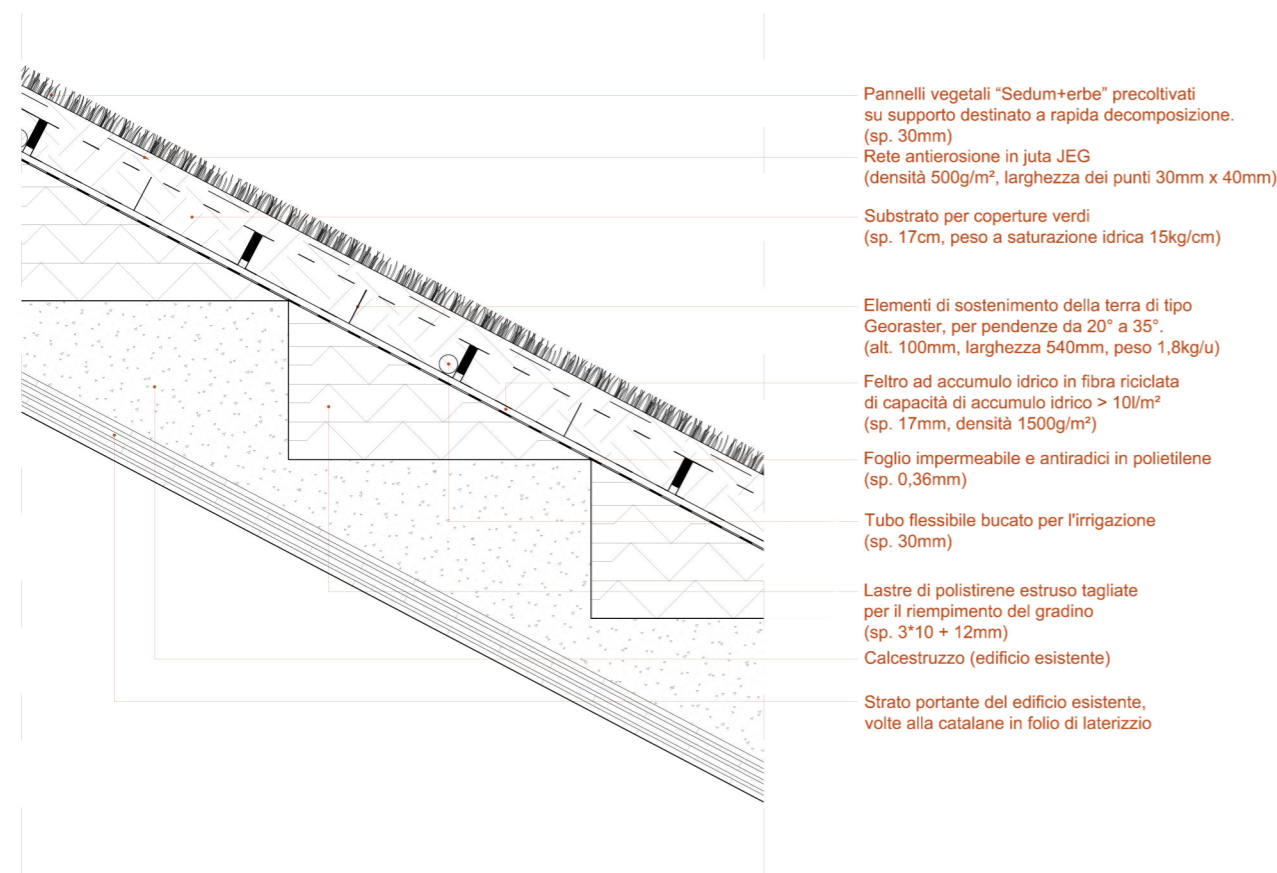
2.2.LA CREAZIONE DEL PARCO

Per quello che riguarda la creazione del parco, è stata effettuata la scelta di non distruggere nessuna parte delle gradinate, per questo, si inizia nei primi metri del parco con una pendenza del 30% prima di proseguire sulla parte superiore con una pendenza pari al 50%, che corrisponde a quella della gradinata esistente. Per questo motivo, sono state considerate due zone con carichi diversi.

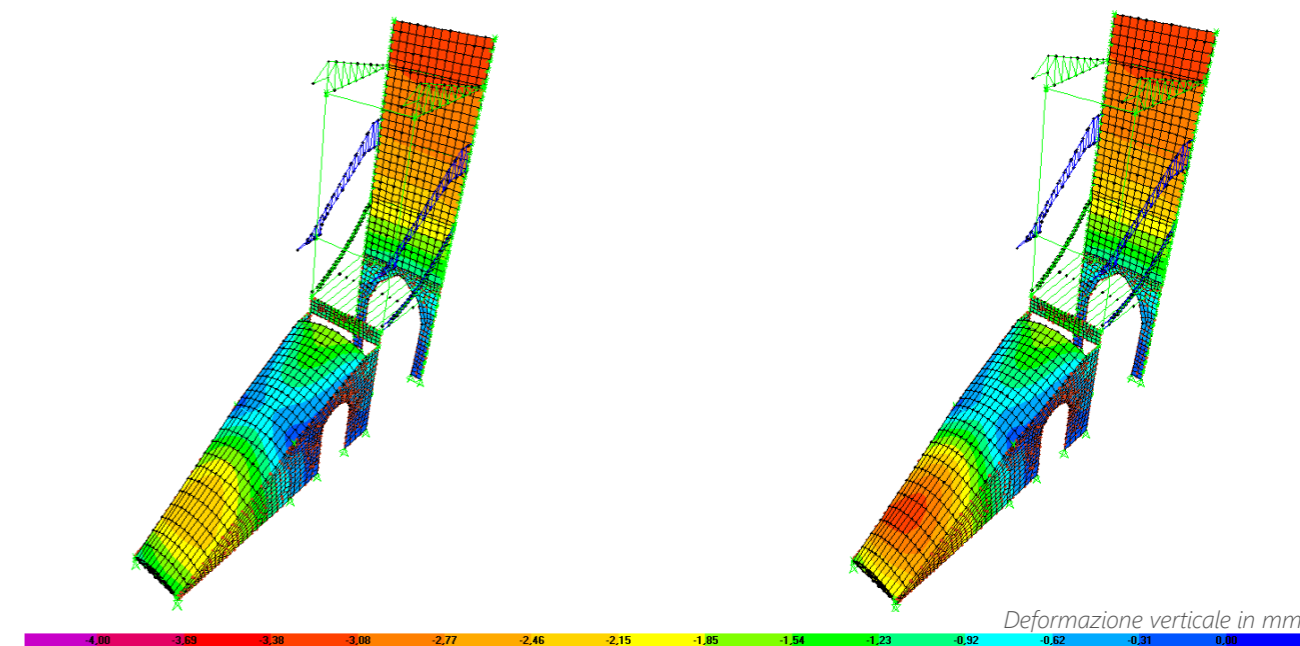
E' stato scelto un pacchetto totalmente removibile per rispettare l'edificio esistente; questo contiene 17cm di sedum, e permette la creazione di una copertura verde intensiva accessibile. Infatti, si è scelto l'inserimento di un tetto intensivo per la migliore resistenza al calpestio e per la regolarità d'aspetto durante le varie stagioni.

Per creare il terreno di base con la pendenza scelta, ed avere uno spessore di strato regolare, senza salti dei gradini, è stato usato dell'isolante, tenendo conto del peso e del costo di questo materiale usato unicamente per riempire i volumi triangolari vuoti che si vengono a creare sui gradini.

Considerate le pendenze importanti, rispettivamente pari a 14° e 22,5°, sono stati scelti degli elementi di tipo "Georaster" sviluppati dalla "Zin-Co". Questi sono particolarmente adatti per pendenze comprese tra i 20° e i 35°, pertanto si possono adattare bene al progetto considerato; sono composti infatti da polietilene riciclato e possiedono una barra centrale rinforzata che permette lo scarico delle forze di spinta verso il basso. Nel caso di progetto, questo tipo di struttura è stato scelto perché permette di trasmettere buona parte del carico aggiunto, direttamente al suolo, diminuendo così il sovraccarico imposto alla struttura esistente. Questi elementi vengono poi semplicemente collegati tra loro tramite un aggancio a T, infilandoli l'uno nell'altro.



Spostamenti verticali, combinazione agli Stati Limite Ultimi prima e dopo l'intervento di rifunionalizzazione



L'alimentazione ad acqua dell'intero pacchetto avviene attraverso dei condotti speciali per l'irrigazione a goccia, che sono disposti secondo gli elementi "Georaster". Grazie a questa scelta, il consumo d'acqua è notevolmente ridotto rispetto all'irrigazione a pioggia, dato che l'acqua, con questa modalità, raggiunge direttamente le radici, senza essere soggetta ad eventuale evaporazione.

Alla base dei gradoni, sempre per far sì che l'intervento sia il più reversibile possibile, si è deciso di sfruttare dei condotti di deflusso dell'acqua, già esistenti nei parapetti in mattoni, per fare passare i nuovi tubi d'irrigazione e di drenaggio dell'acqua, aggiungendo solo un piccolo tubo per canalizzare l'acqua; questi fori nella muratura sono presenti con un passo pari a 2,20m.

Sono state inserite anche delle zone con tribune paesaggistiche, dove si è creato un gioco d'arredo urbano con delle panchine e delle fioriere, senza dovere ricorrere così a nessun intervento impattante sull'edificio esistente.

Per quanto riguarda la creazione delle piattaforme per gli spettacoli e le terrazze adibite a bar, sempre per mantenere una strategia progettuale reversibile, sono state installate delle pavimentazioni in legno sopraelevate, fissate sulle gradinate.

I carichi $Q_{\text{panc+fiore}}$, $Q_{\text{terra,sup}}$ e $Q_{\text{terra,inf}}$ sono stati aggiunti nella modellizzazione di un modulo tipo e sono stati controllati gli spostamenti sull'asse z.

Si ottengono degli spostamenti verticali massimi di 4mm, in verticale delle zone di stoccaggio supplementari dei negozi; valore totalmente accettabile. L'impostazione del parco quindi non necessita di nessun intervento di consolidamento.

2.3.DA LOGGE-BOX A BAR

Parlando invece della creazione dei due bar, si è deciso, come per l'impostazione del parco, di ricorrere ad un intervento reversibile, che non prevedesse la distruzione di alcuna parte dell'edificio; si sono sfruttate pertanto le zone delle logge dell'edificio esistente, dove non sono presenti gradinate, per creare uno spazio da 70m² e uno da 150m².

2.3.1. Verifica strutturale

Le volterrane dell'arena, che corrispondono all'abaco della parte d'edificio dove sono stati progettati i due bar, sono state considerate nella modellizzazione come delle aree senza proprietà, aggiunte solo per trasferire i diversi carichi; la loro verifica è stata effettuata con dei calcoli matematici previsti dalla normativa vigente senza l'ausilio del software; l'uso della modellazione ha comunque permesso di verificare che la struttura inferiore potesse sopportare i nuovi carichi.

Realizzando una struttura leggera, si è verificato che l'aggiunta del peso proprio, pari a 1kN/m², e dei carichi d'esercizio corrispondenti per un bar/caffè, potevano essere sopportati dalle volterrane. Partendo dal dato di progetto che più una volta di mattoni è caricata, più sarà resistente, l'attenzione è stata posta sulle verifiche del profilo "IPN 220" che le sostiene. Infatti, l'aumento del carico delle volte, essendo uniforme, comporta solo un aumento della compressione dentro di esse, non comportando quindi alcuna problematica.

Considerando i diversi tipi di connessione eseguiti nel periodo di costruzione dell'arena, bullonature o chiodature, la trave è stata calcolata con uno schema di tipo "trave su due appoggi".

Si procede quindi alla verifica di una trave delle volterrane; prima, è necessario classificarla in base alla sua capacità rotazionale. La tabella 5.3.1 del EC3 considera per la trave di tipo "IPN 220" con un acciaio di tipo S235 un coefficiente ϵ pari a 1.

Valutando il rapporto lunghezza/spessore delle sue parti costituenti, si ottiene per l'anima:

$$C = h - 2r - 2e = (220 - 20 - 20) \text{ mm} = 180 \text{ mm}$$

$$c/t = 183/8,5 = 23 < 72\epsilon = 72$$

Mentre per le ali:

$$c = b - a - 2r = 64 - 8,5 - 2 \times 10 = 35,5 \text{ mm}$$

$$c/t = 35,5/10 < 9\epsilon = 9 \text{ (avendo una trave saldata)}$$

La sezione considerata è di classe 1, essendo in grado di generare una cerniera plastica con grande capacità di rotazione.

Una volta definita la trave, è necessario fare le diverse verifiche con i nuovi carichi. Lo schema statico in esame è di tipo appoggio-appoggio.

Il carico q è preso pari a:

| Carichi | Peso (kN/m ²) |
|--|------------------------------------|
| Carichi d'esercizio - bar/caffè | 3 |
| Peso proprio - struttura leggera | 1 |
| IPN 220, e=60cm | 25,2kg/m * 9,81 * 100/60 = 0,43 |
| Calcestruzzo (sp. med. 16 cm, d:24.0 kN/m ³) | 3,30 |
| Mattoni pieni (sp. 52mm) | 17kN/m ³ * 0,052 = 0,88 |

$$q = Q_{SLU} + P_{solaio} = 1.35 [(0.43 + 3.3 + 0.88) + 1] + 1.5 \times 3 = 12.07 \text{ kN/m}^2$$

Risolvendo, si ottiene:

$$V_{\max} = R_a = R_b = 0,6 \text{ m} * qL/2 = 43.5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = M_{\max} = 0.6 \text{ m} * qL^2/8 = 65.3 \text{ kNm}$$

Verifica nelle condizioni SLU:

Affinché la trave resista alla flessione, a seguito dell'applicazione del carico, è necessario verificare che il rapporto tra il momento flettente di calcolo e la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione in questione sia inferiore all'unità, come specificato nel Eurocodice 3:

$$M_{sd} \leq M_r$$

La sezione studiata è di classe 1 e la resistenza di calcolo è data dalla formula:

$$M_r = (W_{yy'})_{plastica} * f_y / \gamma_{m0} = 324 * 2400 / 1.1 = 70.7 \text{ kNm}$$

Considerando un $\gamma_{m0} = 1,1$ dal momento che si è nella classe 1 e che le proprietà dell'acciaio usato non sono abbastanza conosciute.

$$M_{sd}/M_r = 0.92 < 1 \text{ La trave è VERIFICATA.}$$

Affinché la trave resista allo sforzo di taglio, è necessario verificare che il rapporto tra l'azione di taglio di calcolo e la resistenza al taglio della sezione in questione sia inferiore all'unità, come specificato nel Eurocodice 3:

$$V_{sd}/V_r < 1$$

$$V_r = \frac{A_y * f_{yk}}{3 * V * \gamma_{m0}}$$

Dove $A_y = A - 2b * t_f + (t_w + 2r) t_w = 2510 - 2 * 64 * 10 + (8.5 + 2 * 8.1) 8.5 = 1440 \text{ mm}^2$ è l'area resistente a taglio

f_{yk} è lo sforzo critico dipendente dalla qualità di acciaio

con t_f spessore ali pari a 10mm;

t_w spessore anima pari a 8.5mm;

r raggio di raccordo tra anima ed ala pari a 8.1mm.

$$\text{quindi } V_r = \frac{1440 * 240}{3 * V * 1.1} = 181 \text{ kN}$$

$$V_{sd}/V_r = 0.24 < 1 \text{ La trave è VERIFICATA}$$

Verifica della freccia massima nelle condizioni SLE:

Trattandosi di un solai classico, l'EuroCodice 3 impone una freccia massima possibile pari a:

$$f_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{610}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Calcolando il valore di freccia teorica, si ottiene:

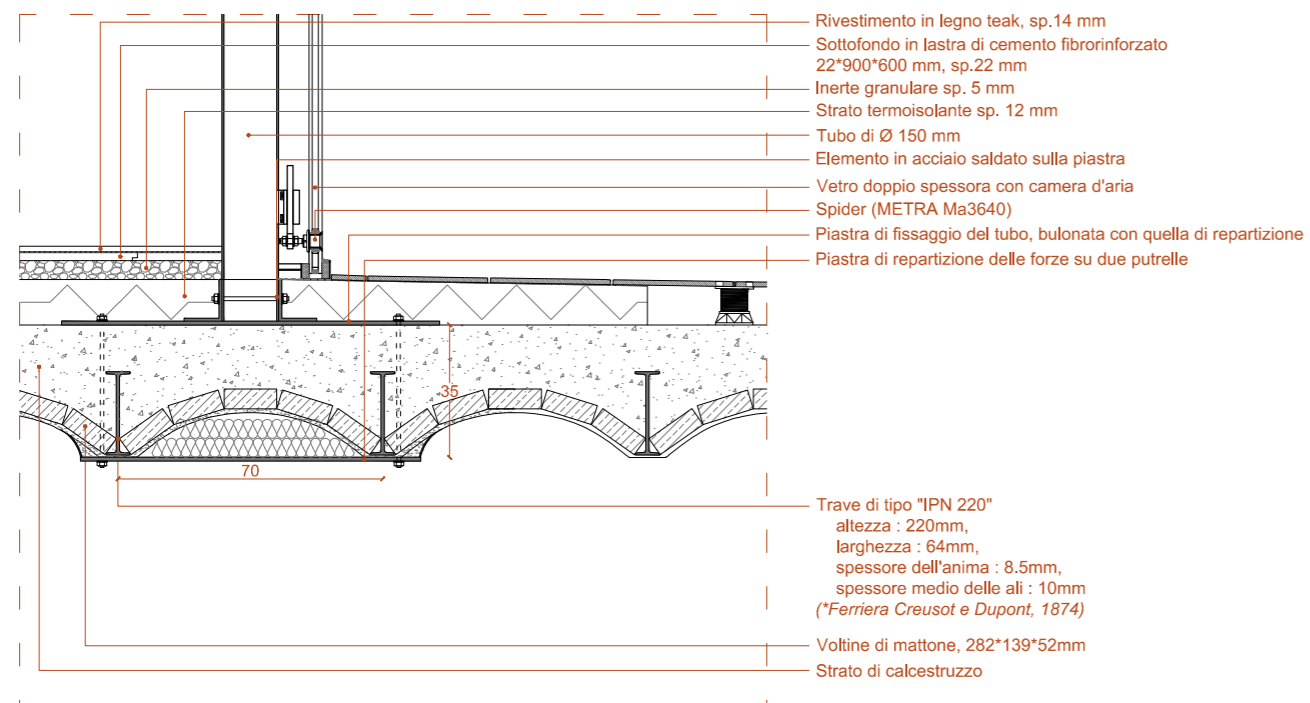
$$f = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{8.61 \cdot 610^4}{20 \cdot 10^6 \cdot 3060} = 0,25\text{cm} < 2,4\text{cm}$$

La freccia massima è quindi verificata.

La trave della volterrane è quindi in grado di sopportare il cambiamento di destinazioni d'uso.

2.3.2. Impostazione dei pacchetti

Per essere visivamente il più neutro possibile, si è deciso di installare due cubi di vetro per i due bar; il peso dei pilastri è stato ripartito su due travi "IPN 220" usando delle piastre, una collocata sotto la volta, l'altro in corrispondenza della stessa al di sopra, unite tra loro per fare lavorare direttamente le due travi, sostituendosi ai mattoni per non caricarli puntualmente.



Le sue performance termiche sono facilmente gestibili visto che questi due cubi sono totalmente indipendente della struttura esistente.

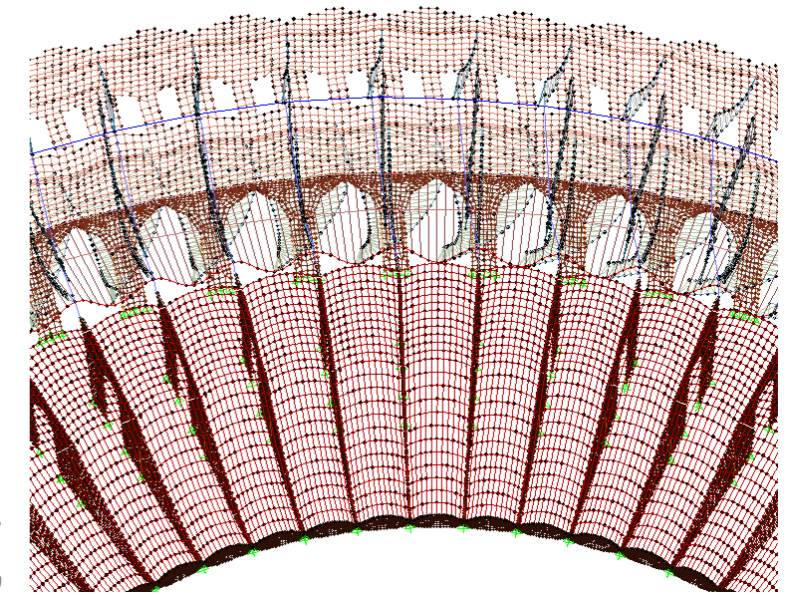


Vista della struttura del tetto scarsamente controventata

2.4. CONSOLIDAMENTO DEL TETTO

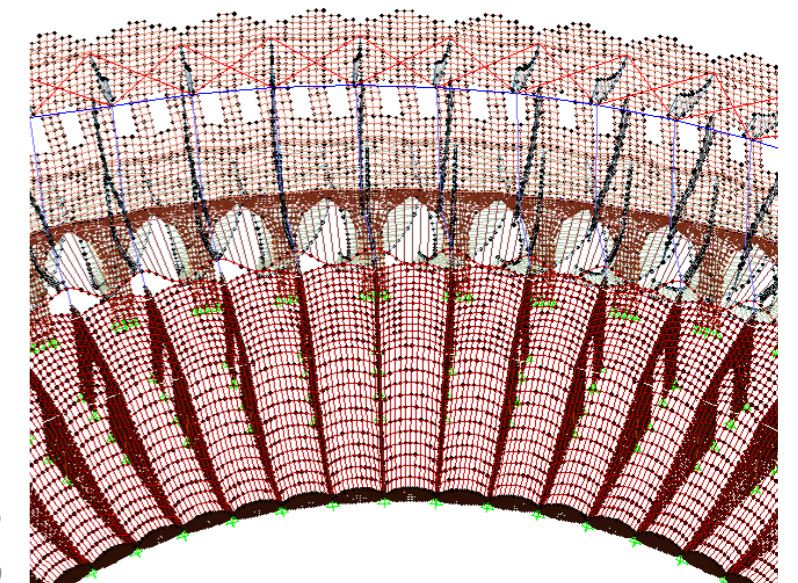
Considerando la struttura dell'ultimo piano, composta solo da travi e pilastri legati tra di loro con dei semplici collegamenti a cerniera, e soprattutto la struttura del tetto, che non ha, al contrario degli altri livelli, degli elementi irrigidenti in entrambi i sensi, si è dovuto pensare all'aggiunta di controventi.

Infatti, sulla modellazione ad elementi finiti che è stata realizzata, si conferma che la parte interna dell'arena tende a ruotare attorno a quella esterna, più rigida nel piano tangente con la presenza della muratura in mattoni.



Estratto della deformata dell'arena sotto l'azione prima dell'intervento, sotto l'azione del sisma, coefficiente d'amplificazione 200

E' quindi stato scelto di progettare l'aggiunta di controventamento nel piano del tetto tramite l'inserimento di croci di sant'Andrea, creando un piano rigido per incrementare la dissipazione degli eventuali sforzi orizzontali, in particolare in caso di sisma.



Estratto della deformata dell'arena dopo l'intervento sotto l'azione del sisma, coefficiente di amplificazione 200

2.5. CONSOLIDAMENTI DOVUTI ALLA PRESENZA DEL TAGLIO

Calcolo del portale da inserire

Per trovare le forze da applicare, sono state introdotte delle cerniere bloccando lo spostamento nel piano orizzontale della facciata nel modello ad elementi finiti più completo dell'arena sul software SAP2000. Sono stati bloccati i diversi elementi "shell", di dimensione circa 50cm*50cm, nel piano della facciata, sostituendo così il pezzo mancante della stessa. Le loro reazioni sono state rilevate e considerate come carichi per l'elemento da aggiungere. Le forze citate precedentemente sono state valutate usando una semplice trave su quattro appoggi.

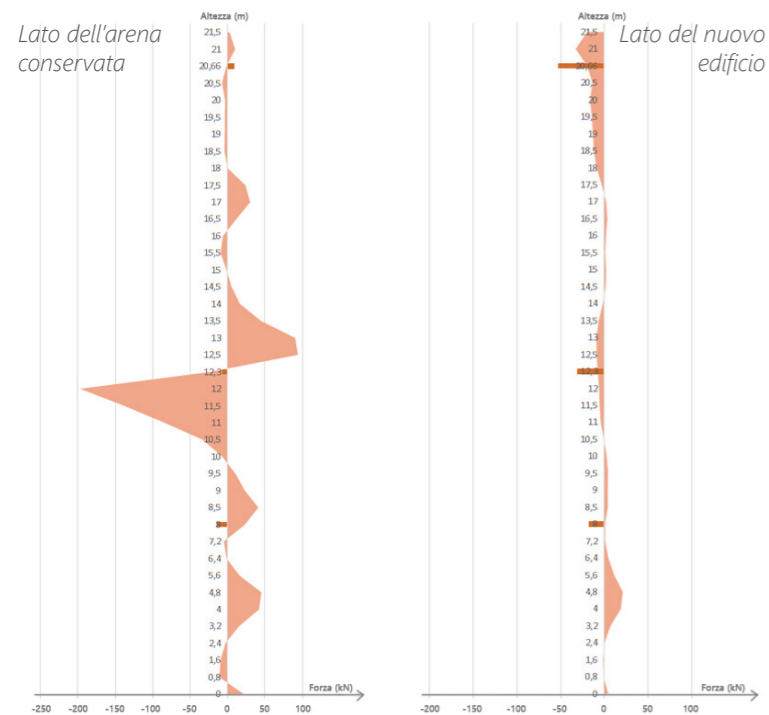
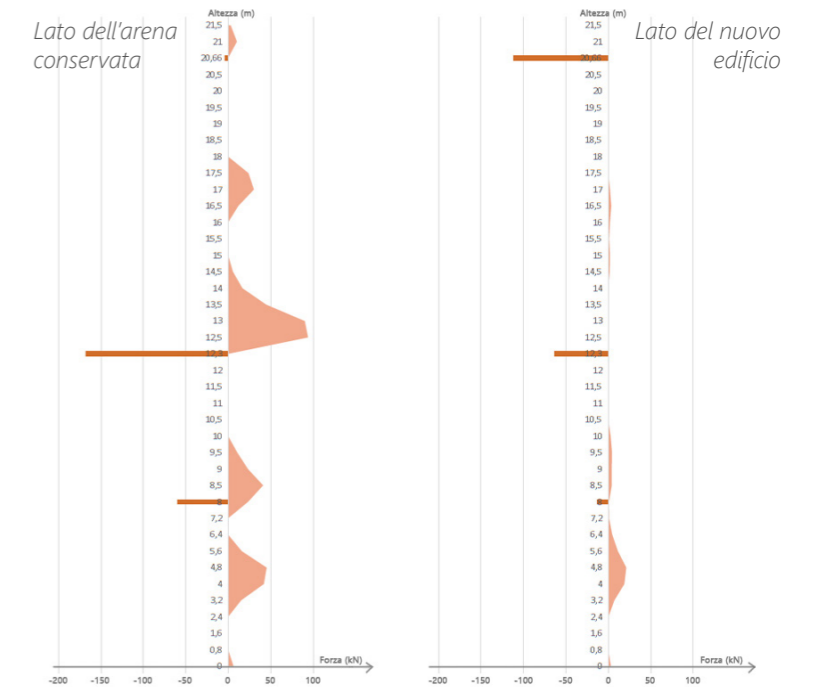


Diagramma delle forze che agiscono sul pezzo di facciata demolito

La parte interessata da eventuali forze di trazione è stata concentrata solo al livello delle quattro travi esistenti nella parete; infatti i mattoni trasferiscono solo la compressione. Lo schema delle forze si è allora ridotto a quello riportato nella pagina seguente.

E' stato allora effettuata la modellazione sul software SAP 2000 di un portico di trasferimento delle forze tra una parte della facciata e l'altra, caricata con queste forze.

Diagramma delle forze da caricare sul nuovo portale inserito



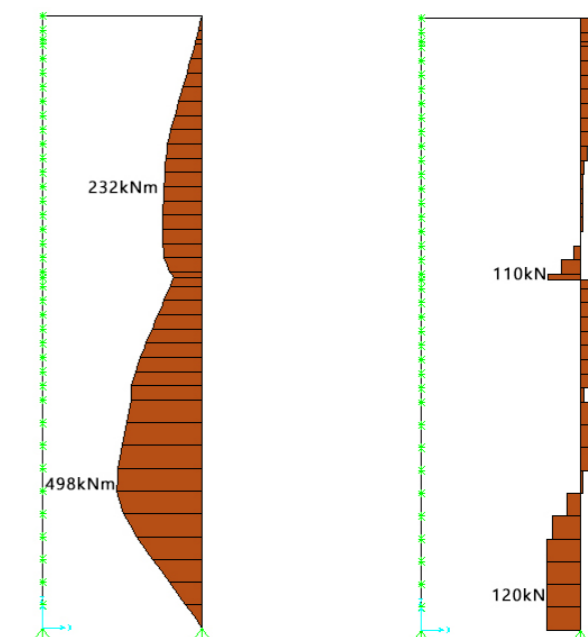
Calcolo dei pilastri

Si inizia con il dimensionamento dei due pilastri che lavorano a flessione pura, infatti le loro sollecitazioni si riducono a un momento flessionale M_z e a uno sforzo a taglio V_y .

Si suppone in prima ipotesi che il profilo scelto sarà di classe 1 o 2, così da permettere che il calcolo si possa fare in fase plastica.

Dalla simulazione del portale, si ottiene:

Diagramma del momento flessionale e della forza di taglio sotto combinazione allo stato limite ultimo



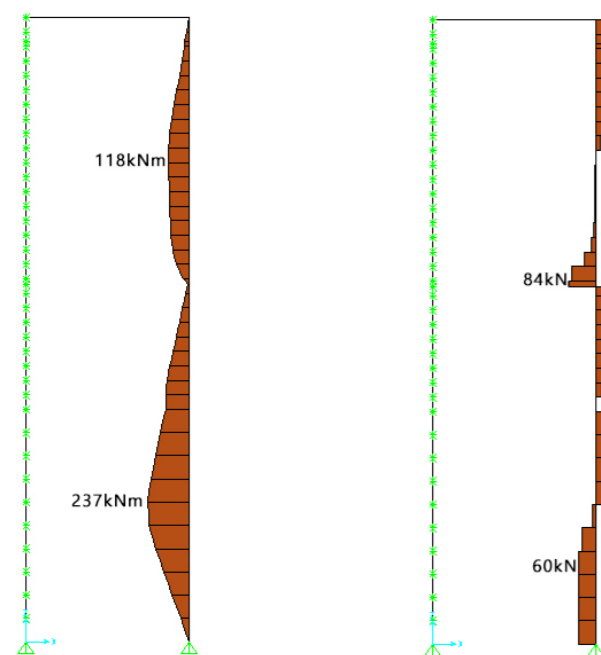


Diagramma del momento flessionale e della forza di taglio sotto combinazione allo stato limite di servizio

| | | | | | |
|-----|----------|--------|-----|-------|--------|
| SLU | M_{sd} | 498kNm | SLS | M_s | 237kNm |
| | V_{sd} | 120kN | | V_s | 84kNm |

Si sceglie in primo approccio un acciaio di tipo S355 per ridurre al massimo la sezione.

Predimensionamento allo Stato Limite Ultimo

Il valore della forze di taglio V_{sd} deve essere soddisfatto in tutte le sezioni del pilastro, come stabilito dall'Eurocodice 3:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Dove $V_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica al taglio,

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Dove A_v è l'aria resistente al taglio, pari a $h_w t_w$

γ_{M0} è il fattore parziale di riduzione della sezione considerato,

pari a 1

$$\text{Quindi } h_w t_w \geq \frac{V_{sd} \sqrt{3}}{f_y} = 5,9 \text{ cm}^2$$

Il valore del momento flessionale M_{sd} deve soddisfare tutte le sezioni del pilastro:

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Dove $M_{pl,Rd}$ è il momento resistente di progetto in configurazione plastica secondo l'asse principale,

$$M_{pl,Rd} = (W_{yy'})_{pl} f(y)$$

Quindi il modulo di flessione plastica minimo della sezione scelta deve

essere pari a:

$$(W_{yy'})_{pl} \geq \frac{M_{sd}}{f(y)} = 1402 \text{ cm}^3$$

Visto la dimensione del pilastro esistente sul quale si accosta il portale, si sceglie di prendere un profilo rettangolare di larghezza 50cm.

| | |
|-------------|----------------------|
| h | 300mm |
| b | 500mm |
| t | 10mm |
| M | 151kg/m |
| $W_{yy,pl}$ | 1826cm ³ |
| I_{yy} | 24439cm ⁴ |

Predimensionamento allo Stato Limite di Servizio

La deformazione massima sarà considerata tale da rispettare il codice spagnolo, quindi per un profilato di tipo "a" studiato nelle condizioni plastiche, pari a $k=1/250$.

Si verifica la freccia sull'elemento più lungo, considerando che le travi metalliche esistenti usate per riprendere tutta la trazione, sono fissate sul pilastro in modo da ottenere una "trave su 4 appoggi".

Questo pilastro ha due casistiche: tre parti sono bi articolate nelle quali $I_k = I_0$; la più lunga di queste tre parti misura 8,4m mentre la parte alta, che può essere considerata come un incastro alla sua estremità bassa con l'estremità alta libera. Si ha quindi $I_k = 2I_0$ ma non sarà determinante perché misura solo 1m.

Quindi, dobbiamo rispettare la seguente relazione:

$$I_{yy'} \geq \frac{0,53 M_s L}{K} = 26378 \text{ cm}^4$$

Dove L è la lunghezza della sezione libera considerata

Per rispettare questa condizione, si considera sempre un tubo di sezione rettangolare 500*300, ma con spessore 12,5mm:

| | |
|-------------|----------------------|
| h | 300mm |
| b | 500mm |
| t | 12,5mm |
| M | 151kg/m |
| $W_{yy,pl}$ | 2244cm ³ |
| $I_{yy'}$ | 29780cm ⁴ |

Visto la ripartizione dei diversi sforzi e momenti all'interno della sezione, e considerata la lunghezza dei due elementi usati, si sceglie di tagliare in due pezzi di sezione diverse, che verranno poi assemblati direttamente in cantiere. La parte bassa misura 12,3m mentre quella alta è di 9,2m. Queste due sezioni devono essere in grado di riprendere gli sforzi riportati di seguito:

| | | | | | | |
|-------------|-----|----------|--------|-----|-------|--------|
| Parte Bassa | SLU | M_{sd} | 498kNm | SLS | M_s | 237kNm |
| | | V_{sd} | 120kN | | V_s | 84kNm |
| Parte Alta | SLU | M_{sd} | 232kNm | SLS | M_s | 118kNm |
| | | V_{sd} | 66kN | | V_s | 60kNm |

Per la parte bassa, si considera la sezione precedentemente calcolata. Si calcola adesso lo spessore della parte alta, conservando un pilastro di 500*300mm.

$$I_{yy'} \geq \frac{0.53 M_S L}{K} = 12508 \text{ cm}^4$$

Possiamo ipotizzare uno spessore 10cm, il più piccolo che esiste:
 $I_{yy'} = 24439 \text{ cm}^4$, e

$$M_{pl,Rd} = (W_{yy'})_{pl} f(y) = 648 \text{ kNm} \geq M_{Sd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 1230 \text{ kN} \geq V_{Sd}$$

| Parte bassa, L=12,3m | | Parte alta, L=9,2m | |
|-------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| h | 300mm | h | 300mm |
| b | 500mm | b | 500mm |
| t | 12,5mm | t | 10mm |
| M | 151kg/m | M | 122kg/m |
| $W_{yy,pl}$ | 2244cm ³ | $W_{yy,pl}$ | 1826cm ³ |
| $W_{yy,el}$ | 1985cm ³ | $W_{yy,el}$ | 1629cm ³ |
| I_{yy} | 29780cm ⁴ | I_{yy} | 24439cm ⁴ |

Questa scelta di diminuire lo spessore del profilo sulla sua parte alta, comporta una diminuzione del peso del portale di 500kg, risparmiando una tonnellata di acciaio sulla totalità dei due portali.

Verifiche

Classe della sezione

Il fattore di riduzione è dato da:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Si è in un caso di tubo rettangolare sotto unica flessione, quindi si deve comparare questo valore con il valore di c/t:

$$\text{parte bassa: } \frac{c}{t} = \frac{b-2t}{t} = \frac{475}{12,5} = 38 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{CLASSE 1}$$

$$\text{parte alta: } \frac{c}{t} = \frac{480}{10} = 48 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{CLASSE 1}$$

Spessore della sezione

Avendo come spessori di profili 10mm e 12,5mm, entrambi minori di 16mm, i loro valori limite di elasticità f(y), considerando sempre un acciaio S355, sono pari a 35,5kNm

Verifica del momento di flessione

Dal momento che il criterio determinante è chiaramente la freccia, si prova ad abbassare la classe d'acciaio relativa, considerando un acciaio S235.

$$\text{parte bassa: } M_R = (W_{yy'})_{pl} f(y) = 527 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{Sd}}{M_R} = 94\%$$

$$\text{parte alta: } M_R = (W_{yy'})_{pl} f(y) = 429,1 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{Sd}}{M_R} = 54\%$$

Verifica dello sforzo di taglio massimo

$$\text{parte bassa: } V_R = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 1018 \text{ kN} \rightarrow \frac{V_{Sd}}{V_R} = 12\%$$

$$\text{parte alta: } V_R = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 814 \text{ kN} \rightarrow \frac{V_{Sd}}{V_R} = 8\%$$

Verifica degli spostamenti massimi

La parte più lunga tra i due appoggi misura 8m per la parte bassa e 8,4m per la parte alta.

$$\text{parte bassa: } f = C \frac{\sigma_{fs} L^2}{h} = 25,5 \text{ mm} \rightarrow K = \frac{1}{315} < \frac{1}{250}$$

$$\text{parte alta: } f = C \frac{\sigma_{fs} L^2}{h} = 17 \text{ mm} \rightarrow K = \frac{1}{470} < \frac{1}{250}$$

Dove

$$\sigma_{fs} = \frac{M_S}{(W_{yy'})_{el}}$$

C è un coefficiente che rappresenta la tipologia di appoggio, pari a 1 nel caso articolato

Calcolo della trave di progetto

La trave è collegata con delle cerniere ai due pilastri e lavora esclusivamente a compressione/trazione. È caricata unicamente del peso proprio nel piano perpendicolare al suo asse principale, funzionando quindi come un pilastro orizzontale.

Si sceglie un acciaio S235 per aumentare il raggio giratore d'inerzia, e quindi ridurre l'instabilità della trave.

Predimensionamento allo Stato Limite Ultimo

Dal software, si ha come forza assiale $N_{sd} = 48 \text{ kN}$

Diagramma delle forze assiali sotto combinazione allo stato limite ultimo



L'Eurocodice 3 impone la seguente relazione $N_{sd} \leq N_{Rd} = \chi A f_y$

Dove χ è il coefficiente di riduzione riguardante l'instabilità, che dipende dalla lunghezza ridotta λ .

A è l'area della sezione resistente

In primo approccio, si considera che l'elemento non subisca l'instabilità, quindi che il suo raggio giratore d'inerzia tenda ad essere infinito.

Si ottiene che $A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} = 205 \text{ mm}^2$

Si vuole avere un profilo uniforme, pertanto si sceglie di considerare una trave dello stesso spessore dei pilastri, pari a 300mm. Si considerano due profili UPE 300 che saranno più facili da bullonare in cima ai pilastri, permettendo quindi di ottenere effettivamente una trave bi-articolata.

| | UPE300 | 2 profili |
|----------------|---------------------|----------------------|
| h | 300mm | 300mm |
| b | 100mm | 200mm |
| t _w | 9,5 | 2*9,5mm |
| A | 56,6cm ² | 113,2cm ² |
| M | 44,4kg/m | 88,8kg/m |
| i _y | 11,76cm | 11,76cm |

Verifica

Da questo momento, si introduce l'instabilità nei calcoli.

La lunghezza d'instabilità $L_k = 1.L$ per un elemento compreso tra due cerniere che non possono muoversi; quindi si ottiene $L_k = 5,6\text{m}$

Per un elemento a sezione e asse costanti, la lunghezza ridotta λ è pari a:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Cr}}}$$

Dove N_{Cr} è la forza critica elastica per l'instabilità considerata, che equivale per il caso dell'instabilità dovuta alla flessione a:

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = 4320 \text{ kN} \rightarrow \lambda = 0,8$$

Tale valore di λ è collegato al valore di χ corrispondente e con l'utilizzo della curva di instabilità, si ottiene $\chi = 0,8$

Si verifica quindi che

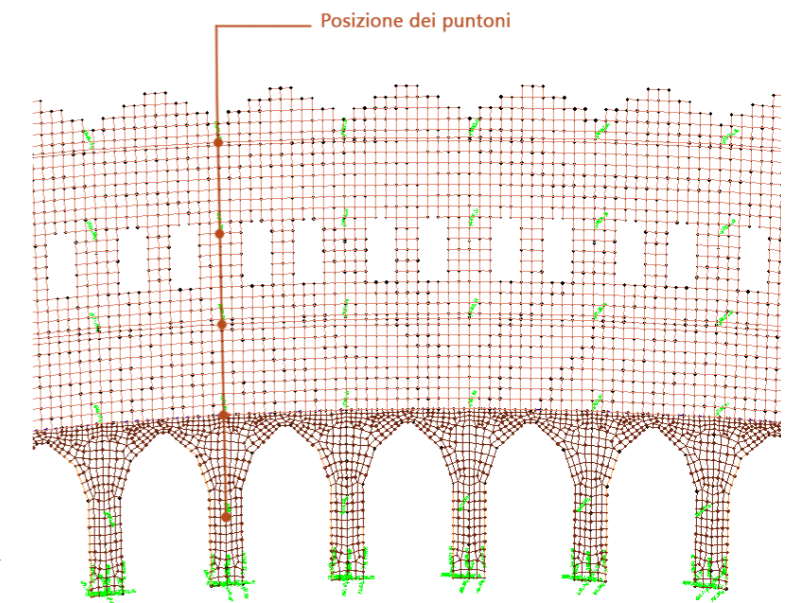
$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = 3\%$$

il profilo adottato per scelta architettonica funziona perfettamente.

2.6. SOSTEGNO DELLA FACCIATA NELLA PARTE SVUOTATA

Nella parte dove si costruisce il nuovo edificio, la conservazione della sola pelle esterna, senza la struttura dei gradini, richiede una nuova struttura di sostegno per contrastare gli forze orizzontali che si applicano su di essa.

E' stato deciso di inserire dei puntone di sostegno tra la facciata esistente e la struttura della nuova facciata/copertura progettata. Questi puntone sono stati inseriti ad ogni incrocio tra le travi e i pilastri della struttura esistente, essendo il punto di maggior rigidezza. Sono considerate bi-articolate, affinché lavorino in sola compressione e trazione. Per il calcolo delle loro sollecitazioni, sono stati introdotti nel modello ad elementi finiti degli appoggi bloccando lo spostamento orizzontale nel piano perpendicolare alla facciata. Le loro forze sono state rilevate sotto le diverse combinazioni precedentemente elencate. Avendo deciso di considerare dei puntone in acciaio, servirebbe dimensionarli alla compressione, essendo la trazione facilmente contenibile. La compressione maggiore ripresa dal puntone più caricato nella combinazione più sollecitante è pari a 25kN.



Vista della facciata sulla modellazione ad elementi finiti con i diversi appoggi aggiunti

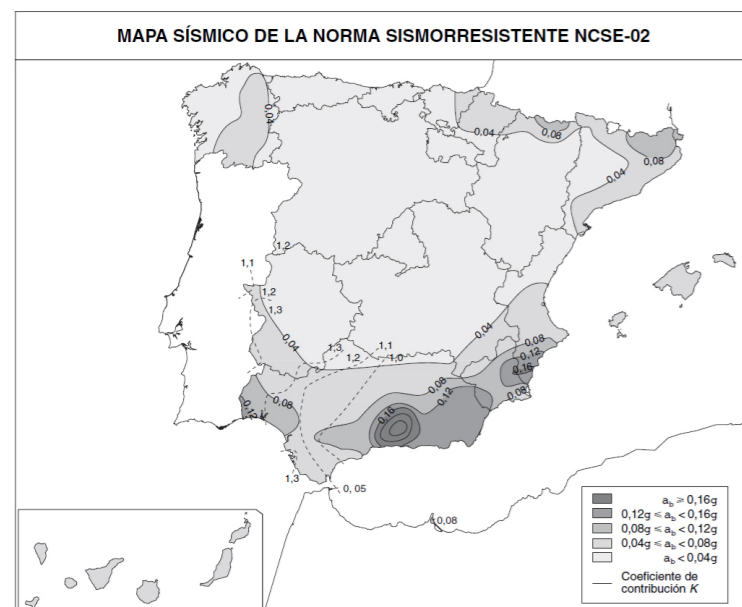
2.7. VERIFICA AL SISMA

Accelerazione sismica di base

La pericolosità sismica del territorio spagnolo è definita in termini di accelerazione sismica di base a_b , un valore caratteristico dell'accelerazione orizzontale del terreno, considerata in condizioni di campo libero sul sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale e un coefficiente di contributo K, che prende in considerazione i diversi tipi di terremoti previsti nella pericolosità sismica di ogni luogo.

Per la città di Barcellona si fa riferimento a una zona sismica con pericolosità sismica moderata, che può essere soggetta a piccole scosse. La norma NCSE-02 dà:

$$a_b = 0,04g \text{ e } K = 1,0$$



Carta delle zone sismiche in Spagna

Accelerazione sismica di calcolo

L'accelerazione sismica di calcolo a_c è definita dal NCSE come il prodotto:

$$a_c = S \cdot p \cdot a_b$$

dove:

p è il coefficiente adimensionale del rischio, che è funzione della probabilità accettabile che supera a_c durante il periodo di vita dell'edificio. Per l'edificio di progetto, detto di importanza normale, $p = 1,0$

S è il coefficiente d'amplificazione del terreno pari a 1 quando $0,04g \leq p a_b$

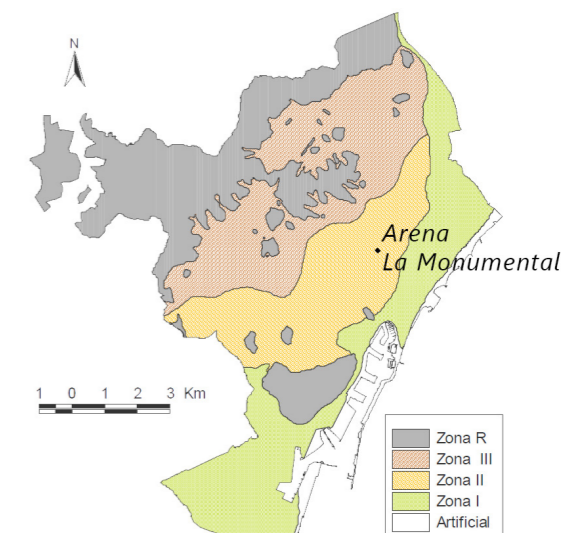
Quindi, nel caso considerato: $a_c = 0,04g = 0,392m/s^2$

Tipologia di suolo

La città di Barcellona è situata al Nord Est della penisola Iberica, si estende fino al mar mediterraneo e sorge tra il delta del fiume Llobregat a Sud-Ovest e il delta del fiume Besos a Nord-Est.

Dal punto di vista geomorfologico si possono distinguere due zone molto diverse: la zona della montagna a nord-nordovest della città costituita da un basamento roccioso, fatto di materiali risalenti al periodo paleozoico e del Cenozoico e la zona restante della città costituita da materiali risalenti all'epoca del quaternario. [Cid, 1998].

Basandosi sullo studio realizzato dal Cid e le relative simulazioni numeriche, la città di Barcellona è stata divisa in 4 zone sismiche.



Carta delle zone sismiche in Barcelona, Cid

Figura 7.7. Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona (Cid, 1998).

La nostra area di progetto è situata in Zona II, quindi su terreni formati da affioramenti del Pleistocene su un substrato Terziario, caratterizzati da velocità tipiche delle onde trasversali attorno ai 300 m/s sui primi 20 metri; la colonna stratigrafica tipica di questo tipo di sottosuolo è composta da uno strato di materiali risalenti all'epoca quaternaria di uno spessore compreso tra i 10 e i 25 metri, sopra un altro strato di materiale risalente all'epoca cenozoica che raggiunge una profondità compresa tra i 100 e i 350 metri, profondità, dove inizia il basamento con materiali del Paleozoico. La funzione di trasferimento tipica di questa zona ha un primo picco di amplificazione nella gamma di frequenze attorno ai 5 Hz, che coincide con la massima amplificazione di valore pari a 2,5.

Per poter usare questi risultati, è necessario realizzare un paragone con le classificazioni normate dal NCSE-02 e dall'Euro codice 8, su cui si basano i calcoli del rischio sismico in Spagna.

Confrontando le velocità delle onde di taglio, calcolate da Cid con quelle delle due normative, si può osservare la corrispondenza tra i valori delineati nelle diverse normative e ottenere la classificazione del suolo dell'area di progetto.

| Zona | Vs (m/s) | NCSE-02 | EuroCodice 8 |
|------|----------|---------|--------------|
| I | 225 | IV | D |
| II | 384 | III | C |
| III | 405 | II | B |
| R | 800 | I | A |

La nostra stratigrafia è composta da strati che possono essere ricondotti a un terreno III della norma NCSE-02, che prevede un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a C=1,6.

Spettro di risposta elastico

La Norma definisce uno spettro di risposta elastico nella superficie libera del terreno per le accelerazioni orizzontali, corrispondenti a un oscillatore lineare semplice con un ammortamento di riferimento del 5%, rispetto a quello critico. Lo spettro è definito quindi dalle relazioni che seguono:

$$\text{si } T < T_A \quad \alpha(T) = \left(1 + 1,5 \cdot \frac{T}{T_A}\right)^\vartheta$$

$$\text{si } T_A \leq T \leq T_B \quad \alpha(T) = 2,5^\vartheta$$

$$\text{si } T > T_B \quad \alpha(T) = \left(K \cdot \frac{C}{T}\right)^\vartheta$$

dove $\alpha(T)$ è il valore dello spettro normato da risposta elastica

T è il periodo proprio dell'oscillatore espresso in secondi

ν è il fattore di modifica dell'ammortamento, $\nu = (5/\Omega)^{0,4}$

Ω è l'ammortamento della struttura espresso come percentuale di quello critico

T_A e T_B sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta, di valore:

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 0,16s$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2,5} = 0,64s$$

Per i movimenti verticali, si adotta uno spettro di risposta elastico con dei valori di accelerazioni considerati pari al 70% di quelle orizzontali.

Questo spettro è stato inserito nel modello SAP2000 relativo al nostro edificio per verificare che l'arena con le nuove variazioni progettuali rispettasse la norma NCES-02.

Coefficiente di progetto di resistenza al sisma

Il coefficiente sismico c è il rapporto tra la forza di taglio orizzontale considerata alla base dell'edificio durante un sisma e il peso dell'edificio al di sopra di essa:

$$c = \frac{V_0}{W_0}$$

Dove W_0 è il peso totale dell'edificio, che corrisponde nel nostro caso di progetto al peso di 28 unità dell'arena.

Questo coefficiente si può ottenere usando il metodo elastico equivalente, che si applica nel nostro caso, conformemente alla "Norma de Construcción Sismorresistente" (NCSE-02), avendo l'edificio un'altezza ridotta inferiore ai 30m. Si ottiene quindi:

$$c.g = \frac{S.2,5.a_c}{\mu.\omega}$$

Dove μ è il coefficiente di riduzione che considera la duttilità dell'edificio, che nel nostro caso sarà considerato pari a 2, essendo nel caso a metà strada tra struttura porticata e struttura in muratura armata.

ω è il coefficiente di maggiorazione della resistenza dell'edificio, valutando i collegamenti, deve essere pari a 1,2 quando $\mu \geq 2$.

$$c.g = 4,08$$

Impostazione nel modello ad elementi finiti

E' stato infine introdotto nel modello su SAP2000 lo spettro di risposta elastico per un periodo di oscillazione fino a tre secondi e sono stati definiti i due carichi S_{xd} e S_{yd} secondo le due direzioni principali di propagazione del sisma. E' stato scelto un tipo di carichi "Response Spectrum" e il fattore moltiplicatore "scale factor" è stato impostato pari al prodotto tra il coefficiente sismico "c" e la gravità "g". L'accelerazione con fattore di partecipazione è stata considerata pari al 99% ed è anche stata aggiunta nel caso di carico modale.

Combinazione sismica

Si analizza infine l'edificio usando l'equazione allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, considerando che il sisma movimenti l'edificio nel piano orizzontale, con uno sforzo ripartito tra i due assi, dove il secondario è al 30%:

$$\begin{cases} 1,5G + 1,3Q + S_{xD} + 0,3S_{yD} \\ 1,5G + 1,3Q + 0,3S_{xD} + S_{yD} \end{cases}$$

Queste due equazioni sono state aggiunte nella modellazione ad elementi finiti e usate per i diversi controlli e dimensionamenti degli interventi che si progettano.

3. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DELLE TORRI

3.1. IPOTESI CINEMATICHE

3.1.1. Caso generale

Dal quadro fessurativo delle otto torri riportato nelle tavole, emerge un comportamento paragonabile tra esse. Per capire meglio il cinematicismo, l'attenzione è stata posta sull'analisi della torre A, per la quale, il rilievo fotografico effettuato in sito, fornisce maggiori informazioni, sia per l'esterno che per l'interno.

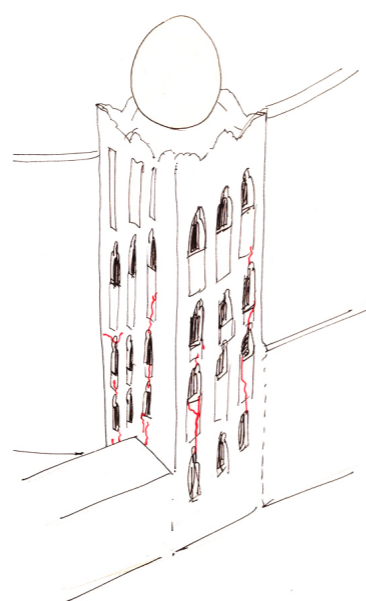
Si notano numerose fessure verticali in facciata che attraversano anche a volte le scale; queste fessure sono localizzate principalmente in corrispondenza delle finestre, essendo i punti più deboli della muratura.

Questo quadro fessurativo potrebbe essere causato da un allentamento delle pareti nell'angolo sud, all'opposto del lato più rigido che è attaccato alla facciata dell'arena.

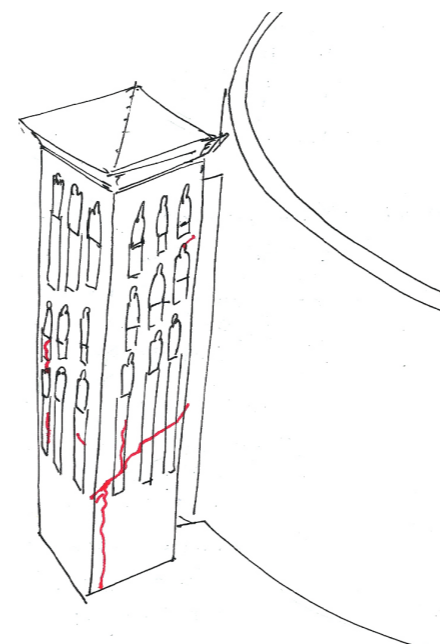
Questo allentamento può provenire sia dal carico eccessivo della struttura che sostiene la copertura ovoidale, che dalle spinte laterali generate dalle volte delle scale, che sono costruite sul modello delle volte catalane brevettate dall'ingegner Rafael Guastavino.

Vista la posizione delle fessure, si può concludere che le spinte delle scale sembrano essere la causa maggiore dell'origine del quadro fessurativo riportato nelle tavole.

Per contrastare queste spinte, e quindi fermare il fenomeno di fessurazione, si è deciso di aggiungere dei tiranti interni lungo le pareti.

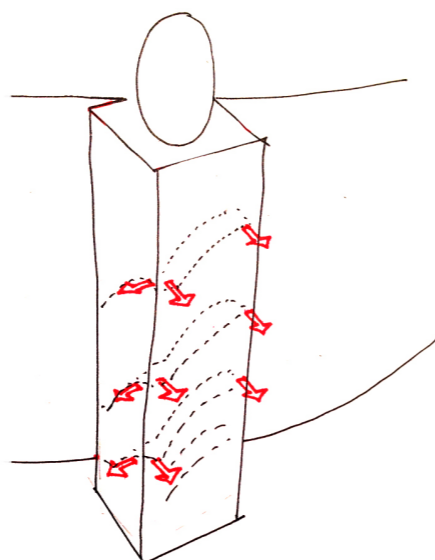


Assonometria del quadro fessurativo della Torre A

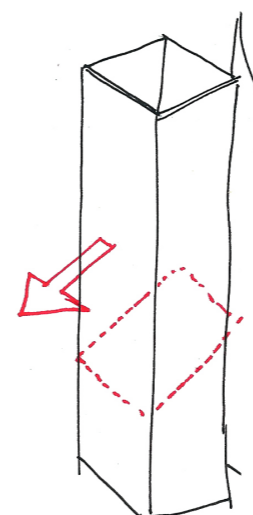


Assonometria del quadro fessurativo della Torre E

Cinematismo ipotizzato e cause probabili dell'origine del quadro fessurativo



Cinematismo ipotizzato e cause probabili dell'origine del quadro fessurativo



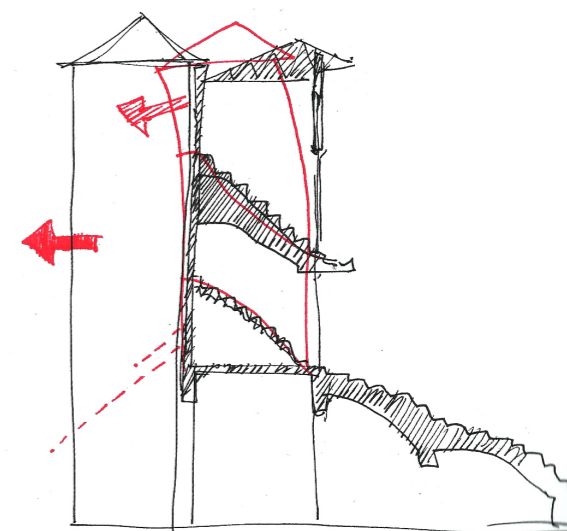
3.1.2. Caso particolare della torre E

La torre E, invece, presenta delle fessure particolari rispetto alle altre torri; infatti, si osservano sui due lati perpendicolari all'anello dell'arena, fessure inclinate a 45°, che attraversano obliquamente verso l'alto la muratura, dalla facciata non collegata con l'arena verso l'arena stessa. Questo dimostra che la torre si sta dislocando in quella direzione.

Questo quadro fessurativo illustra uno spostamento della torre nella sua parte alta in direzione opposta all'edificio; questo fenomeno potrebbe essere causato da una spinta della facciata del corpo circolare sulla torre. Infatti, la parte alta della torre tende a staccarsi da quella bassa, più piena, avendo le prime rampe delle scale caratterizzate da una struttura più pesante rispetto a quelle superiori.

Inoltre, inserendo la torre in corrispondenza della sezione del corpo circolare, si può notare una correlazione tra il punto di partenza della fessura e la posizione del primo piano nell'arena. Infatti, sopra questo punto, l'assenza dei gradoni inferiori diminuisce la rigidità della struttura, causando un movimento della facciata, che viene spinta sulla torre.

Per questo caso specifico, che riguarda solo la torre E, si è scelto di introdurre nello spessore della muratura dei tiranti inclinati, ottenendo così di nuovo l'unità strutturale della torre. Inoltre, questa torre, essendo anche interessata dal quadro fessurativo generale, sono stati progettati, come sulle altre sette torri, la stessa topologia di tiranti interni.



Lo studio seguente vuole calcolare la sezione necessaria dei tiranti da aggiungere, considerando un acciaio S235, e la verifica delle interfacce tra capochiave e pareti esistenti.

Questo studio sarà effettuato usando le norme spagnole ed europee; nell'eventualità di una mancanza nella normativa spagnola, la normativa italiana sarà presa come riferimento, in particolare la circolare n°617 del 2 febbraio 2009 concernente le nuove tecniche di costruzione.

3.2.PROGETTAZIONE DEI TIRANTI

3.2.1.Caratteristiche dei materiali

Sulla base delle informazioni complessivamente acquisite sulla struttura e la composizione dei diversi pacchetti delle torri, considerando i rilievi visivi, fotografici e i riferimenti architettonici tipici del periodo considerato, si assume un livello di conoscenza LC1 (§ C8A.1.A, Circ. n.617 del 2/2/09), che porta all'adozione di un fattore di confidenza $F_c=1,35$ (Tabella C8A.1.1, Circ. n.617 del 2/2/09) e all'utilizzo dei valori minimi di resistenza presi nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia di parete considerata, cioè

| Tipologia di muratura | f_m | τ_0 | E | G | w |
|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | (N/cm ²) | (N/cm ²) | (N/mm ²) | (N/mm ²) | (kN/m ³) |
| | Min-max | min-max | min-max | min-max | |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 100 | 2,0 | 690 | 230 | 19 |
| | 180 | 3,2 | 1050 | 350 | |
| Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno | 200 | 3,5 | 1020 | 340 | 20 |
| | 300 | 5,1 | 1440 | 480 | |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 260 | 5,6 | 1500 | 500 | 21 |
| | 380 | 7,4 | 1980 | 660 | |
| Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) | 140 | 2,8 | 900 | 300 | 16 |
| | 240 | 4,2 | 1260 | 420 | |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati | 600 | 9,0 | 2400 | 780 | 22 |
| | 800 | 12,0 | 3200 | 940 | |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce | 240 | 6,0 | 1200 | 400 | 18 |
| | 400 | 9,2 | 1800 | 600 | |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%) | 500 | 24 | 3500 | 875 | 15 |
| | 800 | 32 | 5600 | 1400 | |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%) | 400 | 30,0 | 3600 | 1080 | 12 |
| | 600 | 40,0 | 5400 | 1620 | |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%) | 300 | 10,0 | 2700 | 810 | 11 |
| | 400 | 13,0 | 3600 | 1080 | |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) | 150 | 9,5 | 1200 | 300 | 12 |
| | 200 | 12,5 | 1600 | 400 | |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%) | 300 | 18,0 | 2400 | 600 | 14 |
| | 440 | 24,0 | 3520 | 880 | |

Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura

Dalla tabella risultano i valori seguenti:

- Peso specifico medio della parete: $w=18 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza media a compressione della muratura: $f_m=240\text{N/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura: $\tau_0=6,0 \text{ N/cm}^2$

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_s da usare per la progettazione sismica delle strutture in muratura è pari a 2 (§7.8.1.1 del D.M. 14.01.08).

I valori di calcolo delle resistenze della muratura diventano quindi i seguenti:

- Resistenza a compressione di calcolo della muratura:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s} = 88,9 \text{ N/cm}^2$$

- Resistenza a taglio di calcolo della muratura in assenza di compressione:

$$f_{v0} = \frac{\tau_0}{F_c \cdot \gamma_s} = 2,22 \text{ N/cm}^2$$

3.2.2.Caratteristiche geometriche del setto

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOMETRICI:

- b_i è lo spessore della parete i-esima pari a 32 cm
- h_i è l'altezza della parete i-esima
- P_i è il peso della parete i-esima pari a $P_i = \gamma_{muratura} \cdot b_i \cdot h_i$
- H_{si} è la spinta orizzontale della volta della scala del livello i-esimo
- P_{si} è il carico verticale riferito alla volta

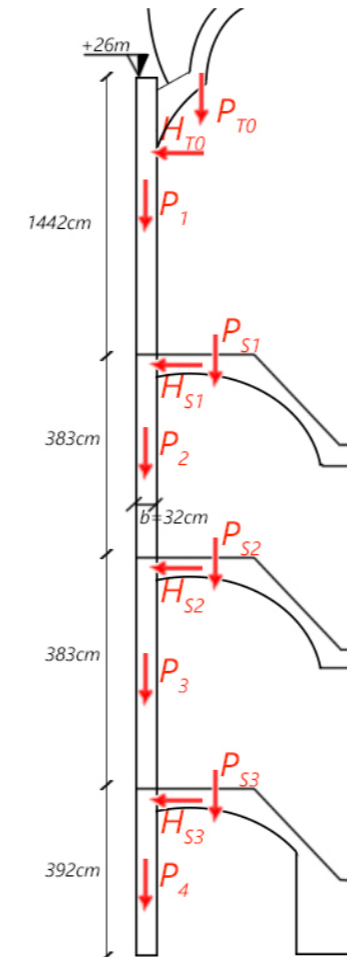
H_{TO} e P_{TO} sono rispettivamente la spinta orizzontale e il carico della cupola sui pennacchi del tetto.

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate a $G_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono quelli dati della Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación [NCSE-02 §3.2]:

- per i carichi dovuti alla presenza della neve: 0,5 se presente più di 30 giorni, 0 nel caso di Barcellona.
- per i carichi d'uso pubblico: 0,6

Si dovrà anche considerare un'eccentricità addizionale delle masse pari in ogni piano ad 1/20 della più grande dimensione del piano nella direzioni perpendicolari al sisma, così per considerare le irregolarità accidentali nelle ripartizioni dei carichi.



Parete della torre, con le diverse forze da considerare

3.2.3. Calcolo dei carichi

CARICHI SUL SETTO

Carichi dovuti alla presenza delle scale

Si considera la struttura formata da un materiale rigido unilateralmente, che resiste quindi solamente alle compressioni e non alle trazioni; in conseguenza di quanto detto precedentemente si può semplificare la muratura a un insieme di blocchi indeformabili in contatto l'uno con l'altro che si sostengono grazie al loro peso proprio. Si suppone inoltre che l'attrito tra i mattoni sia sufficientemente importante da non permettere la distruzione delle forze per scorrimento.

Queste ipotesi possono essere riassunte con i tre punti seguenti, che sono alla base del principio dell'analisi limite delle murature:

- la muratura presenta una resistenza a compressione infinita
- la muratura ha una resistenza in trazione pari a 0
- il rovesciamento per scorrimento è impossibile.

La prima ipotesi è leggermente sfavorevole alla sicurezza, la seconda è chiaramente favorevole mentre la terza ipotesi rappresenta un caso estremamente raro.

La condizione di stabilità di un edificio costruito con un materiale che risponde alle ipotesi sopra esposte richiede un percorso delle forze contenuto all'interno della struttura; cioè per ogni sezione ipotetica della struttura, la risultante delle forze deve essere contenuta nel suo interno.

Si può allora dimostrare [Heyman-1995,1999] il teorema fondamentale del limite, qui riportato: "Data una struttura, se è possibile trovare una situazione di equilibrio compatibile con i carichi senza creare nessun sforzo di trazione, la struttura non crollerà". Cioè se si può tracciare una linea di spinta all'interno della struttura, quella non crollerà.

Disegno del percorso delle forze

Si assume un sistema di riferimento ortogonale O(x,y,z), con l'origine posta nella sezione di chiave in corrispondenza della superficie media; a metà della larghezza della scala, larghezza pari a "l", l'asse z è rivolto verso il basso, l'asse y è tangente alla direttrice nel punto di colmo e l'asse x è uscente rispetto al piano yz.

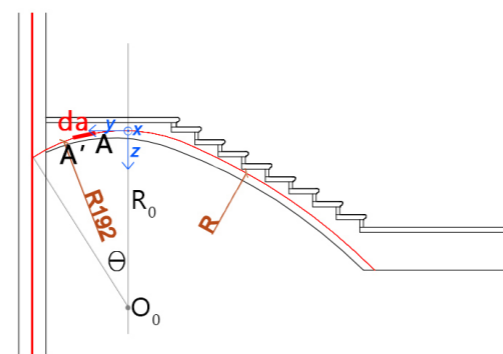
La forma della direttrice della nostra volta è cicloidale, la sua direttrice si può quindi scrivere in funzione del raggio di curvatura R, R=R(θ); detto R0 il raggio di curvatura in chiave, R si può scrivere come R=R0 cos θ

Si considera successivamente un comportamento puramente a membrana, ovvero, la volta viene indefinitamente estesa e gli sforzi agenti punto per punto nel piano tangente sono in grado di equilibrare da soli i carichi esterni p(x,y,z). Questa ipotesi trascura le sollecitazioni derivanti dai reali vincoli al contorno.

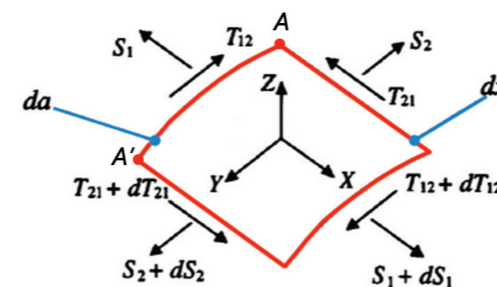
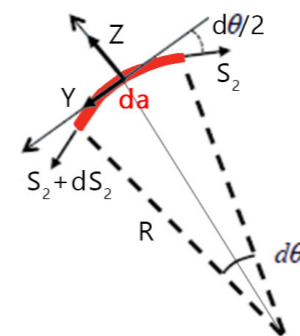
Equazioni delle forze

Si considera un elemento di volume infinitesimo del secondo ordine della scala, avente le due dimensioni in pianta (dx e da) infinitesime e lo spessore "s" costante.

Questo elemento è in equilibrio sotto l'azione del carico esterno



Percorso delle forze possibile all'interno della volta della scala



Elemento di volume infinitesimo del secondo ordine della scala considerato

V(X,Y,Z), diretto secondo gli assi X,Y e Z e dagli sforzi per unità di lunghezza S₁, S₂, T₁₂=T₂₁.

Nella direzione Z, agisce solo la risultante Z del carico esterno e la proiezione di S₂. Dallo schema di sinistra risulta:

$$Zdxda - S_2 dx \sin \frac{d\theta}{2} - (S_2 + dS_2) \sin \frac{d\theta}{2}$$

Considerando θ infinitamente piccolo, si ha che $\sin \frac{d\theta}{2} = \frac{d\theta}{2}$ e trascurando il termine di terzo ordine, si ottiene: $Zdxda = S_2 dx d\theta$

Ricordando inoltre che $da = R d\theta$ si ottiene che $(S_2 - ZR) dx d\theta = 0$, dove $dx d\theta$ è infinitamente piccolo ma non nullo, risulta che $S_2 = ZR$

Nella direzione Y, solo le azioni T12, S2 e Y agiscono, per tanto si ottiene:

$$Ydxda - T_{12} da + (T_{12} + dT_{12}) da = dS_2 dx \cos \frac{d\theta}{2}$$

Considerando che gli spostamenti sono infinitesimi, si ottiene:

$$\cos \left(\frac{d\theta}{2} \right) = 1, dT_{12} = \frac{\delta T_{12}}{\delta x} dx \text{ e } dS_2 = \frac{\delta S_2}{\delta a} da$$

Pertanto $\left(\frac{\delta T_{12}}{\delta x} + \frac{\delta S_2}{\delta a} + Y \right) dx da = 0$ con dx da infinitesimo ma non nullo,

determina che:

$$\left(\frac{\delta T_{12}}{\delta x} + \frac{\delta S_2}{\delta a} + Y \right) = 0$$

Infine, nella direzione X, solo le azioni T21, S1 e X agiscono e per tanto si ottiene:

$$Xdxda + dT_{21} dx + dS_1 da = 0$$

Considerando che gli spostamenti sono infinitesimi, si ottiene:

$$dT_{21} = \frac{\delta T_{21}}{\delta a} da \text{ e } dS_1 = \frac{\delta S_1}{\delta x} dx$$

Pertanto $\left(\frac{\delta T_{21}}{\delta a} + \frac{\delta S_1}{\delta x} + X \right) dx da = 0$ con dx da infinitesimo ma non nullo, determina che:

$$\frac{\delta T_{21}}{\delta a} + \frac{\delta S_1}{\delta x} + X = 0$$

Il comportamento delle volte ad asse principale cicloidale in regime di membrana è quindi governato da queste 3 equazioni:

$$\begin{cases} S_2 - ZR = 0 \\ \frac{\delta T_{21}}{\delta a} + \frac{\delta S_1}{\delta x} + X = 0 \\ \frac{\delta T_{12}}{\delta x} + \frac{\delta S_2}{\delta a} + Y = 0 \end{cases}$$

Una volta conosciuta S₂, le due equazioni differenziali possono essere facilmente integrate e ottenibili, usando le condizioni al contorno, T₁₂ e S₁.

$$\begin{cases} S_2 - ZR = 0 \\ T_{12} = -\int (\delta S_2 / \delta a) dx - \int Y dx + \alpha(\theta) \\ S_1 = -\int (\delta T_{12} / \delta a) dx - \int X dx + \beta(\theta) \end{cases}$$

Dove α(θ) e β(θ) sono due funzioni d'integrazione dipendenti unica-

mente dall'angolo θ , che si determinano con le condizioni al contorno.

Nel nostro caso, le componenti dei carichi esterni non dipendono da x , cioè sono costanti su tutta la larghezza della scala; inoltre S_2 non dipende da x e le equazioni diventano quindi:

$$\begin{cases} S_2 - ZR = 0 \\ T_{12} = -x \left[\left(\frac{dS_2}{Rd\theta} \right) + Y \right] + \alpha(\theta) = -xK(\theta) + \alpha(\theta) \\ S_1 = \left(\frac{x^2}{2} \right) \left(\frac{dK}{Rd\theta} \right) - x \frac{d\alpha}{Rd\theta} - x.X + \beta(\theta) \end{cases}$$

La scala non è vincolata nella parte interna della torre, quindi T_{12} deve essere pari a 0 per $x=-l/2$, si trova quindi che

$$\alpha(\theta) = -\frac{l}{2} K(\theta)$$

e pertanto il sistema diventa:

$$\begin{cases} S_2 - ZR = 0 \\ T_{12} = -\left(x + \frac{l}{2}\right) K(\theta) \\ S_1 = \left(\frac{x^2}{2} + \frac{x l}{2} \right) \left(\frac{dK}{Rd\theta} \right) - x.X + \beta(\theta) \end{cases}$$

Per le stesse ragioni già espresse in precedenza, S_1 deve essere anche pari a 0 in $x=-l/2$; inoltre la parete verticale lungo la scala, essendo troppo sottile, non deve essere soggetta a nessuna forza orizzontale, quindi

S_1 è anche pari a 0 in $x=+l/2$. Si ottiene quindi $X(\theta)=0$ e $\beta(\theta) = \frac{l^2}{8} \frac{dK}{Rd\theta}$

e pertanto il sistema diventa:

$$\begin{cases} S_2 - ZR = 0 \\ T_{12} = -\left(x + \frac{l}{2}\right) K(\theta) \\ S_1 = \left(\frac{x^2}{2} + \frac{x l}{2} + \frac{l^2}{8} \right) \left(\frac{dK}{Rd\theta} \right) \end{cases}$$

Con $K(\theta) = \frac{1}{R} \left(\frac{dS_2}{d\theta} \right) + Y$

Troviamo infine la spinta orizzontale pari a: $H_S = S_2 \cos \theta = ZR_0 \cos^2 \theta$

e la spinta verticale: $P_S = S_2 \sin \theta = \frac{ZR_0}{2} \sin(2\theta)$

Calcolo dei carichi $V(X,Y,Z)$ e da (H_S, P_S)

I carichi sono ipotizzati costanti nelle due dimensioni orizzontali X e Y ; si considera poi lo spessore massimo costante, per agevolare la verifica alla sicurezza per il calcolo degli sforzi sulla muratura.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su un edificio esistente possono essere eseguiti conformemente alla normativa, con riferimento ai soli calcoli relativi allo SLU; questi corrispondono,

nel caso dove è presente anche il sisma, allo stato limite di Salvaguardia della Vita Umana (SLV): $G_k + \sum \Psi_i Q_i$.

Considerando che lo scopo dell'intervento, non è solo di resistere ad un eventuale terremoto, ma soprattutto di garantire la stabilità dell'edificio, caratterizzato da un quadro fessurativo molto sussistente, il calcolo dei tiranti sarà effettuato con la combinazione più sfavorevole dello SLU base, pari a: $1,35G_k + 1,5\sum Q_i$

| | | | | |
|-------------------|--|------------------------|---------|------------------------|
| G_{scala} | Soglia in pietra | 13,5 kN/m ³ | 0,06 m | 0,81 kN/m ² |
| | Calcestruzzo considerato non alleggerito | 24 kN/m ³ | 0,15m | 3,6 kN/m ² |
| | Piastrelle di laterizio + malta | 19 kN/m ³ | 0,065m | 1,24 kN/m ² |
| | Malta con CLS | 18 kN/m ³ | 0,015 m | 0,27 kN/m ² |
| Carichi variabili | Scala pubblica | 4 kN/m ² | / | 4 kN/m ² |
| | Carichi scala Z (SLU) | | | 1,54m |

Quindi $H_s = 22 * 1,92 * \cos^2 36 = 27,5 \text{ kN}$

E $P_s = \frac{22 * 1,92}{2} \sin(2 * 36) = 20,2 \text{ kN}$

CALCOLO DEI CARICHI RELATIVI ALLA VOLTA DEL TETTO

La volta del tetto ha una struttura a calotta sferica poggiata su quattro pennacchi; i pennacchi permettono di trasferire gli sforzi dalla forma circolare della volta, che sostiene la copertura ovoidale, alla pianta quadrata della torre.

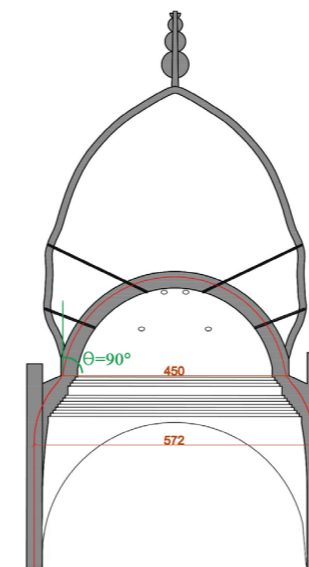
La loro funzione statica è quella di contrastare la spinta della calotta; infatti, questi presentano una buona rigidezza estensionale che si contrappone a quella della cupola che tende ad aprirsi sull'imposta.

Visto che la cupola, come l'intera torre, è composta da mattoni e malta di calce, si può considerare che il suo perimetro trasmetta gli stessi sforzi sui pennacchi, che trasmetterebbe sul prolungamento della volta stessa; in tal modo è possibile applicare le reazioni N_1 alla volta, che sono coincidenti con le azioni normali del meridiano, senza che esso sia accompagnato da momenti flettenti o torcenti. Inoltre, dal momento che non si osservano fessure tra i pennacchi delle quattro torri, si può affermare che essi lavorano interamente in compressione, anche nella parte legante tra di essi. L'insieme dei quattro pennacchi può essere pensato come un supporto continuo alla cupola, all'interno del quale i carichi sono trasferiti verso gli angoli.

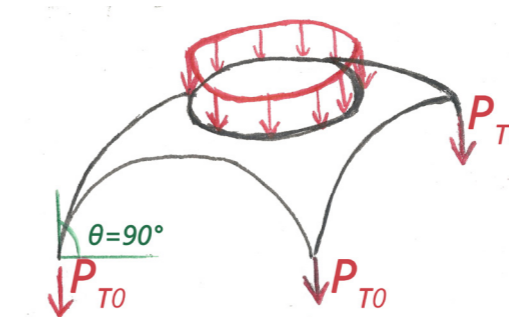
Per il calcolo degli sforzi della cupola si può assimilare questa a una piastra curva. Utilizzando quindi, il principio di sovrapposizione degli effetti, lo stato di sollecitazione complessivo può essere rappresentato come la somma di due differenti stati di sollecitazione: quello a membrana e quello a flessione, che sarà usato per determinare le sollecitazioni derivanti dai vincoli al contorno.

Nel modello continuo di studio della piastra curva, la cupola è pensata come se fosse costituita da un insieme di travi curve disposte secondo due direzioni ortogonali, denominate meridiani e paralleli.

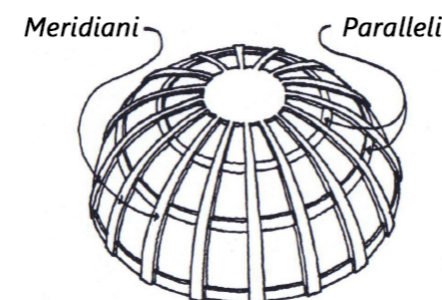
In regime di sforzi a membrana, considerando un caso di distribuzione delle forze assiali simmetrico, le uniche sollecitazioni presenti sono



Sezione della cupola con un percorso delle forze possibile



Schematizzazione della distribuzione delle forze nei quattro pennacchi



Modellazione semplificata della cupola

quelle agenti nel piano tangente, costante nello spessore, che viene considerato piccolo; si considera N_1 lo sforzo normale per unità di lunghezza agente secondo il meridiano e N_2 lo sforzo agente secondo il parallelo.

Considerato poi, un sistema di riferimento ortogonale $O(x,y,z)$, il generico punto P è individuato dalle tre coordinate cartesiane x, y e z , che si possono esprimere unicamente in funzione di θ e φ .

Si può definire quindi il raggio del parallelo, che è pari a:

$$r = R \sin \theta$$

Come nel caso precedente della volta che sostiene la scala, si considera un elemento di volume infinitesimo del secondo ordine della cupola, avente dl_1 e dl_2 infinitesimi e di spessore s finito, che rappresentano rispettivamente le dimensioni secondo il meridiano per il primo e secondo il parallelo per il secondo.

Questo elemento è equilibrato sotto l'azione del carico esterno $P(x,y,z)$, che è espresso secondo gli assi cartesiani X, Y e Z e sotto gli sforzi normali per unità di lunghezza tangente al meridiano N_1 e tangente al parallelo N_2 . Lo sforzo tangenziale $N_{12}=N_{21}$ è nullo per ragioni di simmetria sia geometrica che per distribuzione delle forze.

L'equilibrio alla traslazione nelle direzioni n, x_1 e x_2 permette di ottenere un sistema in due incognite N_1 e N_2 .

Conviene quindi scrivere le equazioni d'equilibrio dell'elemento infinitesimo, facendo riferimento alle proiezioni bidimensionali nelle tre direzioni dei tre assi n, x_1 e x_2 .

Considerando l'equilibrio in direzione di x_1 , si può osservare che agiscono solo N_1, N_2 e X .

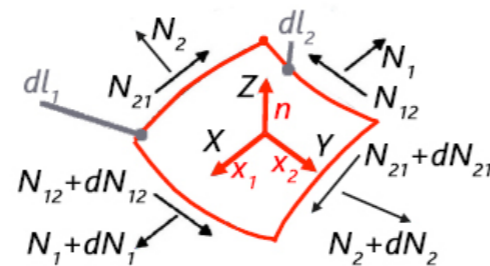
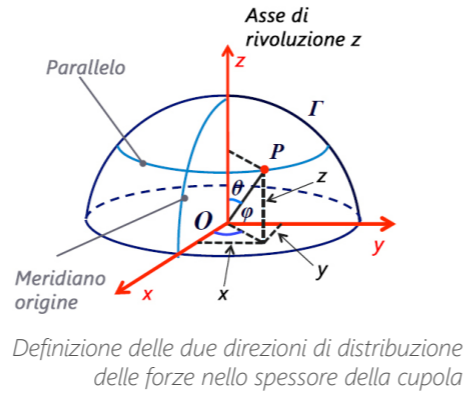
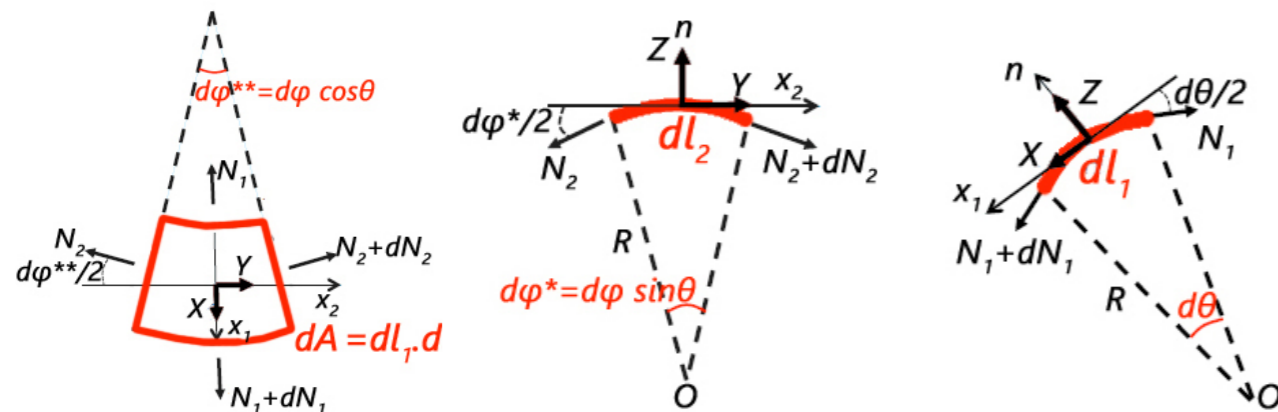
Si calcola quindi il contributo di N_1 :

$$\left(N_1 + \frac{\partial N_1}{\partial \theta} d\theta \right) \left(r + \frac{\partial r}{\partial \theta} d\theta \right) d\varphi \cos \frac{d\theta}{2} - N_1 r d\varphi \cos \frac{d\theta}{2}$$

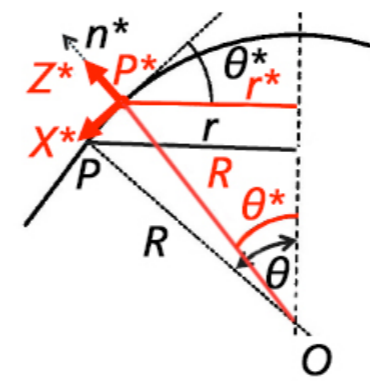
Dove $\cos \frac{d\theta}{2} = 1$ come $d\theta$ infinitamente piccolo.

Trascurando il termine di secondo ordine, si ottiene che:

$$\frac{\partial(rN_1)}{\partial \theta} d\theta d\varphi$$



Schematizzazione illustrativa dell'integrazione dell'espressione



Si calcola ora il contributo di N_2 :

$$-\left(N_2 + \frac{\partial N_2}{\partial \varphi} d\varphi \right) R d\theta \cos \frac{d\varphi^*}{2} \sin \frac{d\varphi^{**}}{2} - N_2 R d\theta \cos \frac{d\varphi^*}{2} \sin \frac{d\varphi^{**}}{2}$$

Dove $\cos \frac{d\varphi^*}{2} = 1$ e $\sin \frac{d\varphi^{**}}{2} = \frac{d\varphi^{**}}{2}$ sono degli angoli infinitamente piccoli.

Trascurando il termine di secondo ordine, e sostituendo $d\varphi^{**}$ con la sua espressione, si ottiene come contributo:

$$-N_2 R d\theta d\varphi \cos \theta$$

Si calcola infine il contributo di X :

$$X r d\varphi R d\theta$$

Sommando i tre contributi individuati precedentemente, risulta:

$$\frac{\partial(rN_1)}{\partial \theta} d\theta d\varphi + X r d\varphi R d\theta - N_2 R d\theta d\varphi \cos \theta = 0$$

Dividendo l'equazione per $d\theta d\varphi$, si ottiene:

$$\frac{\partial(rN_1)}{\partial \theta} + X R^2 \sin \theta - N_2 R \cos \theta = 0$$

Riproponendo i passaggi secondo le direzioni x_2 e n , si ottengono le altre due relazioni, che vanno a determinare il sistema seguente:

$$\begin{cases} \frac{\partial(rN_1)}{\partial \theta} + X R^2 \sin \theta - N_2 R \cos \theta = 0 \\ \frac{\partial(N_2)}{\partial \varphi} + Y R^2 \sin \theta = 0 \\ \frac{N_1 + N_2}{R} = Z \end{cases}$$

Visto il regime assiale simmetrico che caratterizza questa cupola, le azioni interne N_1 e N_2 devono essere costanti in ogni punto del parallelo; si ottiene $N_1 = N_1(\theta)$ e $N_2 = N_2(\theta)$. Inoltre anche Y deve essere pari a zero. Essendo tutte le azioni interne in funzione solo di θ , si possono sostituire le derivate parziali con delle derivate ordinarie.

Semplificando, si ottiene:

$$\begin{cases} \frac{d(rN_1)}{d\theta} + X R^2 \sin \theta - N_2 R \cos \theta = 0 \\ \frac{N_1 + N_2}{R} = Z \end{cases}$$

La prima equazione è un'equazione differenziale del primo ordine e si risolve procedendo con la sua integrazione, dopo aver sostituito N_2 , ottenuta dalla seconda equazione per ottenere una sola incognita N_1 . L'integrazione secondo $dA = R d\theta r d\varphi$ conduce alla seguente espressione:

$$2\pi r N_1 \sin \theta = -R \int_0^\theta (X^* \sin \theta^* - Z^* \cos \theta^*) 2\pi r^* d\theta^*$$

Si denomina $Q(\theta) = R \int_0^\theta (X^* \sin \theta^* - Z^* \cos \theta^*) 2\pi r^* d\theta^*$

$$\text{ottenendo quindi } N_1 = -\frac{Q(\theta)}{2\pi R \sin^2 \theta}$$

Dove $Q(\theta)$ rappresenta la risultante delle componenti verticali di tutte le forze che agiscono sulla porzione di membrana che si trova al di sopra del parallelo di angolo θ ; lo si considera positivo qualora risultasse "entrante" nella cupola. Invece $Z(\theta)$ rappresenta la componente del carico esterno distribuito, diretto secondo la normale alla superficie nei punti del parallelo di angolo θ , che è positivo se risulta "uscite" dalla cupola.

Considerando il carico uniformemente distribuito per unità di superficie verticale d'intensità p , l'area della superficie della calotta sferica al di sopra del parallelo studiato vale: $A = 2\pi R(R - R \cos \theta)$

Si ottiene il volume moltiplicando per la spessore s : $V = s2\pi R^2(1 - \cos \theta)$

Considerando poi il peso medio specifico del materiale che compone la cupola,

$$\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3, \text{ risulta } Q = \gamma_m \cdot s \cdot 2\pi R^2 (1 - \cos \theta)$$

$$\Rightarrow Z = -\gamma_m \cdot s \cdot \cos \theta$$

Per evitare la situazione matematicamente indeterminata, che corrisponde alla verticale ($\theta=0$), si sostituisce al denominatore $\sin^2 \theta$ con $(1 - \cos \theta)(1 + \cos \theta)$ per poter poi semplificare l'espressione.

Si ottiene

$$\begin{cases} N_1 = -\frac{s\gamma_m R}{1 + \cos \theta} \\ N_2 = \gamma_m s R \left(\frac{1 - \cos^2 \theta - \cos \theta}{1 + \cos \theta} \right) \end{cases}$$

Alla base della cupola, sui pennacchi, si ha un angolo di 90° , dove N_1 è puramente verticale e pari a:

$$N_1 = -s\gamma_m R = -0,28 \cdot 18 \cdot 2,25 = -11,34 \text{ kN/m}$$

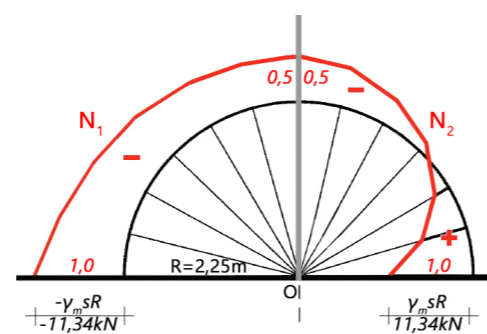
Infine, siccome l'angolo formato tra i pennacchi e la parete è pari a 90° , si ha anche in questo caso una forza puramente verticale, che vale:

$$P_{T_0} = \frac{\pi}{2} R \cdot N_1 = \frac{\pi}{2} \cdot 2,25 \cdot 11,34 = 40,1 \text{ kN}$$

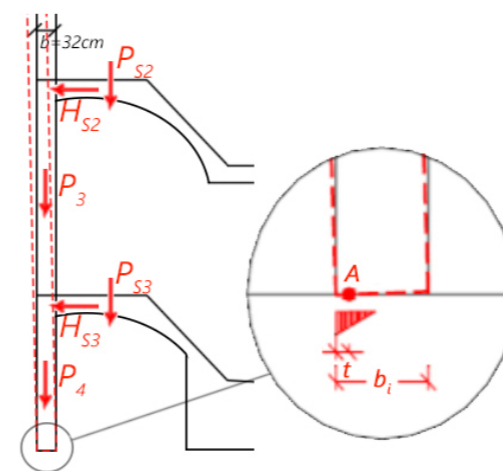
Inserendo il valore sopra trovato nella combinazione SLU, si trova che:

$$P_{T_0} = 54,2 \text{ kN}$$

Dal momento che P_{T_0} si applica sugli angoli della torre, la forza viene ripartita su due file di tiranti, quindi si considera $P_{T_0} / 2$ per il loro dimensionamento.



Ripartizione delle forze secondo il parallelo N_2 e il meridiano N_1 , all'interno della cupola. Schematizzazione simmetrica.



Posizione della cerniera

PESO DELLE PARETI PERIMETRALI

Visto che sono previste due linee verticali di tiranti su ogni facciata, per riprendere le due rampe di gradini della scala, si considera che ogni linea di tirante riceve il carico di metà muratura; le diverse forze esercitate dei pesi nello SLU sono:

$$P_i = 1,35 \gamma_{muratura} \cdot b_i \cdot h_i = 1,35 \cdot \frac{5,40}{2} \cdot 18 \cdot 0,32 h_i$$

Quindi:

- $P_1 = 21 \times 14,42 = 302,8 \text{ kN}$
- $P_2 = 21 \times 3,83 = 80,3 \text{ kN}$
- $P_3 = 21 \times 3,83 = 80,3 \text{ kN}$
- $P_4 = 21 \times 3,92 = 82,4 \text{ kN}$

3.2.4. Moltiplicatore dei carichi che attiva il cinematisma

La parete si considera investita dall'azione sismica con direzione ortogonale al proprio piano: essa è quindi soggetta ad un sistema di forze verticali ed orizzontali comprendente i pesi e le forze orizzontali instabilizzanti ad esse proporzionali. Si procede con il calcolo della posizione della cerniera in funzione della resistenza a compressione della muratura; ipotizzando di nuovo di distribuire linearmente le tensioni di compressione con nessuna resistenza a trazione. Il polo di rotazione è allora assunto nel baricentro delle tensioni di compressione:

$$t = \frac{2 \sum W_i}{3 \cdot \sigma_r \cdot l} = 8,2 \text{ cm}$$

Dove $\sum W_i = 660,6 \text{ kN}$ è il peso totale della parete e di tutti i carichi gravanti su di essa

- $\sigma_r = 0,89 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione della muratura
- $l = 5,40 + 0,32 + 0,32 = 6,04 \text{ m}$ è la lunghezza della parete

La muratura è soggetta all'azione di un momento instabilizzante che tende a farla ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base. Questa azione è contrastata dall'azione di un momento stabilizzante di segno opposto generato dal peso della parete stessa e dai carichi che su di essa gravano. Imponendo le condizioni d'equilibrio, si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo considerato:

Il momento stabilizzante della parete è quindi:

$$M_S = P_{T_0} (b_1 - t) + P_1 \left(\frac{b_1}{2} - t \right) + P_2 \left(\frac{b_2}{2} - t \right) + P_3 \left(\frac{b_3}{2} - t \right) + P_4 \left(\frac{b_4}{2} - t \right) + P_{S1} (b_1 - t) + P_{S2} (b_2 - t) + P_{S3} (b_3 - t) = 71 \text{ kNm}$$

E il momento instabilizzante è pari a:

$$M_I = \infty P_{T0} \sum_1^4 h_i + \infty P_1 \left(\frac{h_1}{2} + \sum_2^4 h_i \right) + \infty P_2 \left(\frac{h_2}{2} + \sum_3^4 h_i \right) + \infty P_3 \left(\frac{h_3}{2} + h_4 \right) + \infty P_4 \frac{h_4}{2} + \infty P_{S1} \sum_2^4 h_i + \infty P_{S2} \sum_3^4 h_i + \infty P_{S3} h_4 = 8976 \infty$$

In conclusione il coefficiente moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo ottenuto tramite l'uguaglianza dei momenti è:

$$\alpha_0 = 0,00791$$

3.2.5. Definizione del sistema equivalente

Si procede al calcolo della massa partecipante al cinematismo M^* , che è funzione degli spostamenti virtuali d'applicazione dei diversi pesi:

$$M^* = \frac{\left(P_{T0} \delta_{x,P_{T0}} + P_{S1} \delta_{x,P_{S1}} + P_{S2} \delta_{x,P_{S2}} + P_{S3} \delta_{x,P_{S3}} + \sum_1^4 P_i \delta_{x,P_i} \right)^2}{g \left(P_{T0}^2 \delta_{x,P_{T0}}^2 + P_{S1}^2 \delta_{x,P_{S1}}^2 + P_{S2}^2 \delta_{x,P_{S2}}^2 + P_{S3}^2 \delta_{x,P_{S3}}^2 + \sum_1^4 P_i^2 \delta_{x,P_i}^2 \right)} = \frac{80,5 \cdot 10^6}{9,81 \cdot 158 \cdot 10^3} = 52 kN$$

Dove $\delta_{x,P_i} = h_i \delta \theta$ indica lo spostamento virtuale orizzontale del punto d'applicazione dell' i -esimo peso P_i sulla configurazione iniziale non deformata del sistema.

La frazione di massa partecipante è quindi pari a:

$$e^* = \frac{g M^*}{\sum P_i} = \frac{9,81 \cdot 52}{660,6} = 0,78$$

E' l'accelerazione sismica spettrale è pari a:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum P_i}{M^*} = \frac{0,00792 \cdot 9,81}{0,78} = 0,101 m/s^2$$

3.2.6. Verifica dello SLV con analisi limite lineare

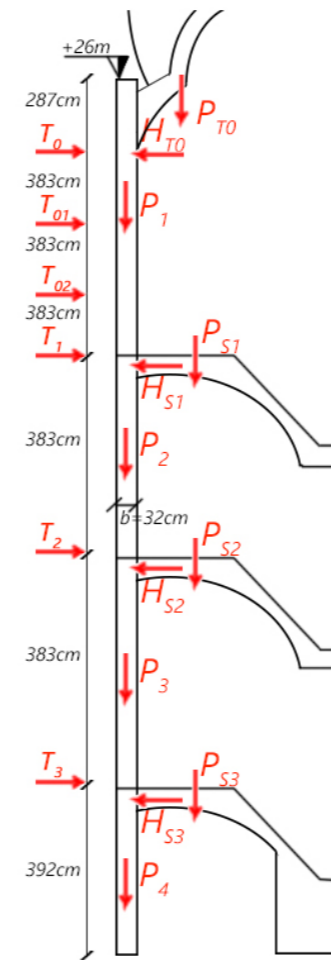
Si procede alla verifica che l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo sia maggiore di quella prevista dalla normativa per il tempo di ritorno previsto.

Nel caso di una costruzione poggiate a terra,

$$0,101 m/s^2 = a_0^* \gg \frac{a_g(P_{IR})C}{q} = \frac{0,04g \cdot 1,6}{2} = 0,314 m/s^2$$

Dove a_g , C e q sono definiti nella parte riguardante il sisma.

La disaguaglianza non è verificata. Al fine di inibire il meccanismo evidenziato, ipotizziamo l'inserimento di tiranti.



Impostazioni dei diversi tirante

3.2.7. Forza da assegnare ai tiranti

Si installano dei tiranti sui sei altezze diverse, equidistanti tra loro, che corrispondono alla posizione del limite superiore delle volte delle scale.

Da notare che le diverse forze verticali dovute alle spinte delle scale e della cupola sono considerate agenti sul piano interno della parete.

Gli sforzi di trazione sui tiranti si calcolano con l'equilibrio alla rotazione, attorno alle cerniere che appaiono in corrispondenza del tirante del livello inferiore. La loro posizione è individuata dal punto in cui termina la sezione reagente, la cui ampiezza t_i si può determinare limitando la massima tensione al lembo più compresso al valore $\sigma_r = 0,889 MPa$.

Utilizzando il valore di α_0 tale da soddisfare la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), si ottiene il valore dello sforzo nei tiranti richiesto per l'azione sismica di progetto, e si può passare al loro dimensionamento.

$$\alpha_0 = \frac{a^* e^*}{g}$$

Dove a^* è l'accelerazione spettrale maggiore prevista dalla norma a_0^* è già stato calcolato per la porzione della costruzione poggiate a terra, $a_0^* = 0,101 m/s^2$

Per le porzione della torre poste ad una certa quota del terreno, a_0^* diventa:

$$a_0^* = \frac{S_e(T) \Psi(Z) \gamma}{q} = 0,487 m/s^2$$

Con $S_d(T) = \frac{a_b \cdot C \cdot S \cdot F_0}{q} = 0,08.g$ è il valore delle spettro di progetto

per $t=T$, periodo fondamentale della struttura

$F_0=2,5$ è il valore massimo del fattore d'amplificazione dello spettro d'accelerazione orizzontale

S è il coefficiente d'amplificazione topografica pari a 1

C è il coefficiente d'amplificazione stratigrafica pari a 1,6. E' stato calcolato nella parte che riguarda la resistenza dell'arena al sisma.

$a_b=0,04g$ è l'accelerazione orizzontale massima del sito, anche esplicitata nella parte sul sisma.

$q=2$ è il fattore di struttura

$\Psi(Z)=Z/H$ è il primo modo di vibrare nella direzione considerata

$Z=11,6m$ è l'altezza del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi, H è l'altezza dell'edificio

$\gamma=3N/(2N-1)$ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale, dove $N=6$ il numero di tiranti progettati

Otteniamo quindi $a^*=0,487 m/s^2$

e $\alpha_0 = 0,0624$

Di seguito è riportato l'esempio del calcolo della forza che deve riprendere il tirante del piano terzo T_1 , avendo già calcolato i tiranti collocati al di sopra di esso

$$M_S = \left(\frac{P_{T0}}{2} + P_{S1} \right) (b - t_1) + (P_1 + P_2) \left(\frac{b}{2} - t_1 \right) + (T_1 - H_{S1}) h_2 + T_0 4h_{02} + T_{01} 3h_{01} + T_{02} 2h_{02}$$

$$eMs = 228,5 + (T_1 - H_{S1})h_2$$

$$= 123,1 + T_1h_2$$

$$M_R = \alpha_0 \left(\frac{P_{T0}}{2} (h_1 + h_2) + P_1 \left(\frac{h_1}{2} + h_2 \right) + P_2 \left(\frac{h_2}{2} \right) + P_{S1}h_2 \right)$$

$$M_R - M_S = 0 \Leftrightarrow T_1 = 1060 \alpha_0 - 32,14 = 33,97 \text{ kN}$$

Si trovano quindi i vari valori di T, facendo sempre l'equilibrio tra il momento stabilizzante della parete e quello da ribaltamento:

| i | $\sum W_i$ | t_i | T_i |
|----|------------|---------|---------|
| 0 | 195,5 kN | 2,42 cm | 2,3 kN |
| 01 | 276,3 kN | 3,43 cm | 8,46 kN |
| 02 | 357 kN | 4,43 cm | 5,74 kN |
| 1 | 457,5 kN | 5,68 cm | 34 kN |
| 2 | 558 kN | 6,93 cm | 32,2 kN |
| 3 | 660,6 kN | 8,2 cm | 35,4 kN |

3.3. DIMENSIONAMENTO DEL TIRANTE E DEL CAPOCHIAVE

3.3.1. Verifica del tirante

Questa verifica si esegue a trazione; la barra deve quindi soddisfare la seguente relazione:

$$\sigma_a = T / A_t < f_y$$

Considerando l'utilizzo d'acciaio S235, si ha $f_y = 240 \text{ MPa}$

Il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s è pari a 1 nel caso di sisma dominante, e a 1,15 per gli altri casi.

Consideriamo una sezione del tirante uguale per tutti, quindi si considera per il calcolo del tirante maggiormente sollecitato:

$$A_t = 1,15 \frac{35400}{240} = 170 \text{ mm}^2 \Rightarrow 1\text{Ø}16 (201,1 \text{ mm}^2)$$

3.3.2. Verifica a compressione delle murature

$$\sigma_m = \frac{T}{A_c} \leq \sigma_r \Rightarrow A_c \leq \frac{T}{\sigma_r} = \frac{35400}{88,9} = 398 \text{ cm}^2$$

Dove σ_r è la resistenza a compressione di calcolo della parete

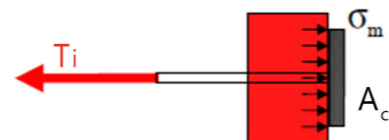
Quindi si sceglie una piastra di dimensione $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} (400 \text{ cm}^2 > 398 \text{ cm}^2)$

3.3.3. Verifica a punzonamento della muratura

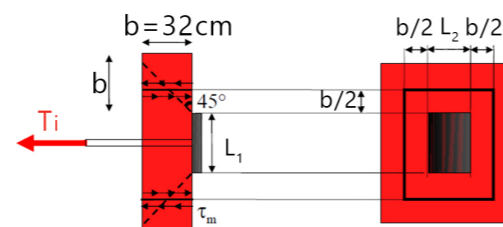
$$\tau_m = \frac{T_i}{2(L_1 + L_2 + 2b)b} < f_v$$

Dove f_v è la resistenza di calcolo a taglio della muratura, tenendo conto della presenza delle compressioni, valutata come:

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,4\sigma}{F_C \gamma_S}$$



Interfaccia tra capochiave e muratura



Punzonamento della muratura

dove $\sigma = \frac{\sum W_i}{A}$ con A la superficie del muro, $A = 540 \times 32 = 17280 \text{ cm}^2$

| T_i | τ_m | f_v | Verificato |
|----------|------------------------|------------------------|------------|
| T_0 | 0,35 N/cm ² | 3,8 N/cm ² | Si |
| T_{01} | 1,27 N/cm ² | 4,58 N/cm ² | Si |
| T_{02} | 0,86 N/cm ² | 5,15 N/cm ² | Si |
| T_1 | 5,11 N/cm ² | 6,07 N/cm ² | Si |
| T_2 | 4,84 N/cm ² | 7,0 N/cm ² | Si |
| T_3 | 5,32 N/cm ² | 7,86 N/cm ² | Si |

3.3.4. Verifica a flessione del capochiave

Si calcola infine il momento massimo esercitato sul capochiave:

$$M_{max} = \sigma_m \frac{L_1}{2} \frac{L_1}{4} L_2$$

Con $\sigma_m = \frac{T}{A} = \frac{35400}{400} = 88,5 \text{ N/cm}^2$

Quindi risulta: $M_{max} = 88,5 \text{ kNcm}$

Per avere una staffa rigida, la rigidità deve essere tale che soddisfi la seguente relazione:

$$\sigma_a = \frac{6M}{L_2 s^2} < f_y$$

Quindi $s > 1,05 \text{ cm}$, si scelgono delle staffe di spessore 12mm.

3.4. LE NUOVE SCALE D'EMERGENZA

Si è deciso, come Domenech Sugrañes e Ignasi Mas i Morell, di sfruttare nella parte dell'arena interessata dallo svuotamento, le torri esistenti come scale d'emergenza per l'edificio nuovo. Considerata la non conformità alle norme antincendio dei gradini attuali delle torri, caratterizzati da un'altezza attorno ai 20cm e da una scarsa regolarità tra i medesimi, e lo stato di conservazione delle stesse, con evidenti segni di degrado, è stato scelto di svuotare anche le torri e d'installare una nuova scala conforme alle normative. I nuovi pianerottoli saranno adatti alla nuova distribuzione dei piani dell'edificio progettato, con un interpiano pari a 4,20m; la sua larghezza dovrà permettere l'evacuazione di 260 persone per piano. Pertanto, considerando che le torri sono quattro e i piani cinque, ogni uscita d'emergenza dovrà essere in grado di permettere il deflusso di 332 persone, in base a quanto stabilito nel "Documento Básico Seguridad en caso de Incendio", sarà caratterizzata da una larghezza di 1,10m.

Si sceglie quindi di realizzare una scala di 1,20m di larghezza, con tre rampe di nove gradini ciascuna; affinché questa scala rispettasse la norma, ogni gradino avrà un'altezza h pari a 15,5cm e una profondità g pari a 30cm, quindi:

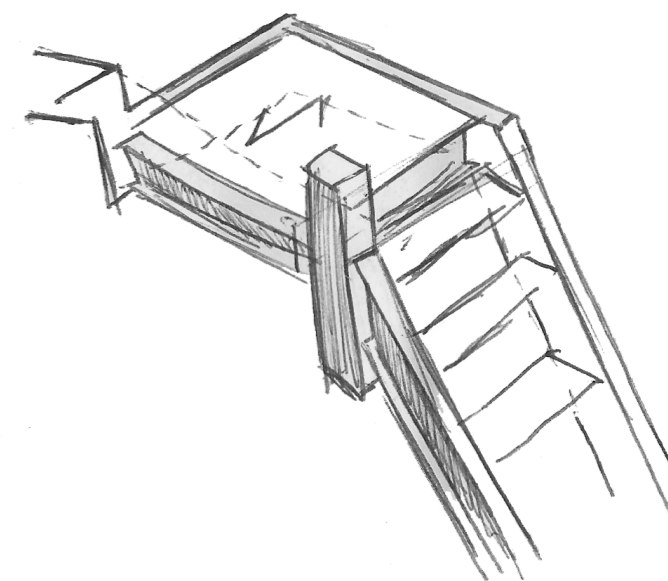
$$60 \leq 2h + g = 61 \leq 64 \Rightarrow h = 15,5 \text{ cm}$$

Dal quadro fessurativo allegato nelle tavole, è già stato mostrato che il cinematismo delle quattro torri che verranno svuotate è paragonabile a quello delle torri con copertura ovoidale. I tiranti calcolati nella parte 6.2 sono quindi necessari al sostegno della struttura. Tuttavia, visto che si svuotano le torri, il principale fattore di fessurazione viene rimosso; i tiranti sono quindi necessari solo per ritrovare l'unità strutturale delle torri. Inoltre, diventa necessario sostituire la spinta delle volte, per essere in grado di riprendere le forze di compressione.

Considerate queste varie problematiche, è stato scelto d'introdurre all'interno della torre una scala con una struttura indipendente, lasciando uno spazio medio di 15 cm tra questa e le pareti esistenti. Questo spazio permette infatti di realizzare quattro scale identiche per le quattro torri, anche se le loro piante non sono esattamente quadrate e uguali.

Ad ogni angolo, sono stati introdotti poi dei puntoni che permettono di riprendere le eventuali forze orizzontali che agiscono sulle pareti.

Tipo di scala usato



Pianta delle scale d'emergenza con i puntoni di sostegno della muratura esistente
scala 1/100

