

I ponti e le grandi strutture



Ing. Giuseppe Mozca

Premessa

I ponti e le grandi strutture rappresentano la parte più interessante della ingegneria civile sia per quanto concerne la architettura il design che per la progettazione strutturale ; progettare volte reticolari in acciaio legno , ponti strallati di grande luce o la semplice passerella pedonale in legno e acciaio che si adatta a percorsi ciclabili è gratificante professionalmente; fanno parte delle grandi strutture i serbatoi pensili le tensostrutture inutile menzionare i ponti ad arco in cemento armato le grandi coperture da utilizzare nei padiglioni espositivi o per strutture sportive quali campi da tennis, piscine all'aperto coperte , coperture di palazzetti dello sport, di stadi di modeste dimensioni 15000 posti, pensare di progettare uno stadio per 70000 spettatori è megalomania per la mia personalità professionale anche se sono affascinato dagli stadi progettati da Zaha Hadid , le sue grandi strutture negli emirati arabi o i vari stadi presenti in tutte le località del mondo. La progettazione di grattacieli inutile menzionare quelli già realizzati a Dubay o in Cina che si contendono il primato in altezza , ritornando alla normalità l'obiettivo di questo volume è lo studio dei ponti e delle grandi strutture ponendo attenzione sia al design architettonico che all'impatto ambientale e urbano, che è poi la critica più importante che viene fatta a questa trasformazione del territorio ; si è soliti vedere viadotti anche di grande luce o serbatoi che creano impatto ambientale vengono sottoposti in fase di progettazione al VIA , la valutazione di impatto ambientale e molto spesso i lavori subiscono dei rallentamenti vengono bloccati. Per i ponti fondamentale è lo stato limite di servizio riportato nelle NTC 2018 negli Eurocodici le norme AASHTO , che limitano deformazioni e oscillazioni in modo che il traffico veicolare e ferroviario possa avvenire nella normalità senza alcuna problematica psicofisica per i conducenti e i passeggeri. Il primo articolo ha riguardato lo studio dei ponti a galleria , ovvero il comportamento scatolare delle sezioni chiuse per lo stato limite di servizio che si adatta anche ad edifici minimalisti o brutalismo architettonico, ovviamente i prossimi articoli riguarderanno i ponti in muratura , le passerelle ciclopedonali, le volte e cupole reticolari, i ponti a travata con sezione mista, i viadotti i ponti strallati , ponti ad arco, i serbatoi pensili , le coperture di impianti sportivi , di tribune degli stadi , le tensostrutture , tall building ect ponendo attenzione anche al calcolo dei collegamenti e soprattutto alle finiture tutti argomenti affascinanti per la cui scrittura occorre del tempo.

Indice

1- I ponti a galleria

2- I ponti in muratura

3- Le volte

Ponti a galleria: comportamento scatolare

1- Introduzione

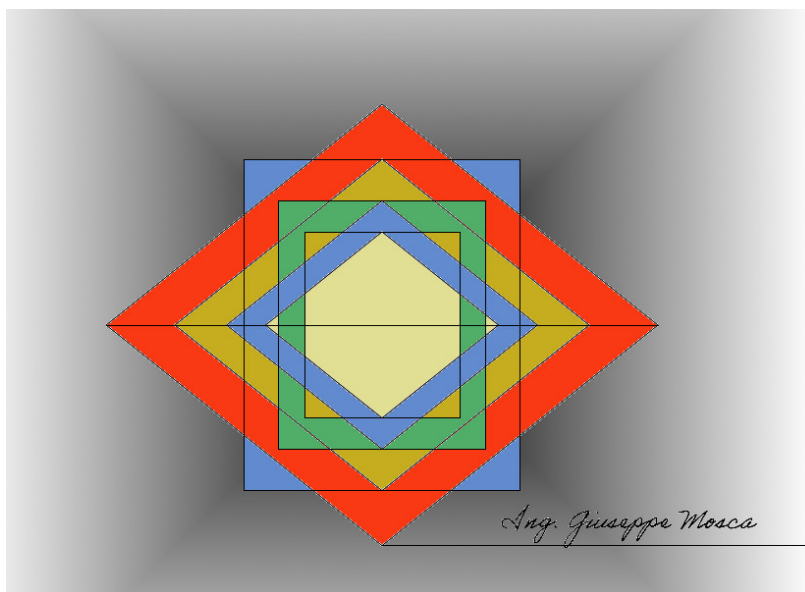
2- La sezione rettangolare o circolare aperta

3- La sezione chiusa : Local buckling

4- Modellazione FEM : schema reticolare

5- I ponti a galleria

6 -Conclusioni



N.B. Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti.

1- Introduzione

*Il comportamento scatolare per elementi monodimensionali piani è facile da intuire deriva dallo studio delle sezioni in parete sottile ovvero dalla differenza tra sezioni aperte e chiuse conseguenza delle differenti momenti di inerzia flessionale nelle due direzioni, del momento di inerzia polare rispetto al centro di torsione e del differente comportamento a taglio. La sezione chiusa può essere modellata agli elementi finiti attraverso elementi **plate-shell** e non sempre il comportamento in termini di flessione corrisponde quello per trave con momento di inerzia della sezione chiusa. Il valore molto più alto dei momenti di inerzia rispetto ai due assi e quello polare consentono di ridurre lo stato tensionale e utilizzare a stessa sezione per luci maggiori con minore deformabilità riducendo le oscillazioni tutelandoci nei confronti degli stati limite di deformazione. Ovviamente non si parla di travi da ponte per viadotti quali cassoni ma di travi scatolari del tipo a galleria utilizzate per ponti di grande luce dal design piacevole e sofisticato tipico delle passerelle pedonali; In tali sezioni a galleria soprattutto per ponti di grande luce è possibile disporre impianti fotovoltaici sulla copertura, adeguati impianti di illuminazione, piste ciclabili all'interno, vegetazione biophilic design, riducendo l'impatto ambientale derivante dalle dimensioni della galleria; Ovviamente si hanno problematiche connesse all'azione del vento ma la predisposizione e il disegno di opportune aperture riduce tali azioni orizzontali che non creano neanche flutter o instabilità dinamica flessotorsionale viste le dimensioni della sezione. Si tratta di una nuova tipologia di strutture da ponte i **"ponti a galleria"** che possono essere realizzati in calcestruzzo prefabbricato, in acciaio tramite strutture reticolari in alluminio materiali riciclabili (sconsigliato oggetto di diavoleria) in legno, in composito. La sezione a galleria chiusa schematizzando il comportamento dei pannelli laterali con aste diagonali o verticali in funzione dello stato tensionale diventa una struttura reticolare alla quale deve competere la stessa rigidità in modo che sia soddisfatto lo stato limite di deformazione sia per quanto concerne la freccia che le oscillazioni verticali.*



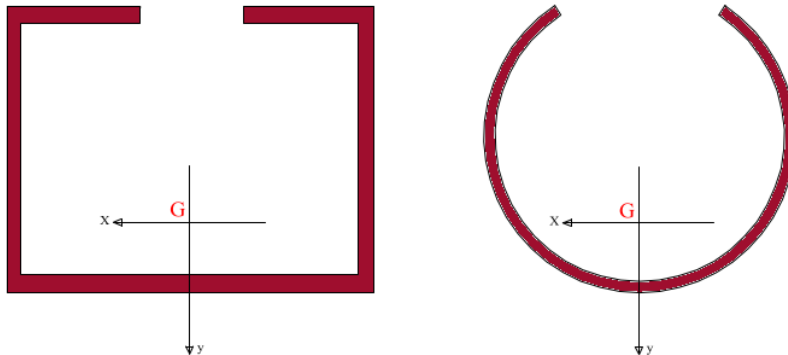
I “ponti strallati a galleria” rappresentano la migliore soluzione per superare grandi luci si può arrivare anche a 4-5 km senza problemi di oscillazione e deformazione ; ovviamente tali strutture in occasione di conflitti bellici sono i primi bersagli ad essere colpiti interrompono la comunicazione tra le regioni e i territori , tagliare il cavo parabolico di un ponte sospeso con un laser e provocarne il crollo è estremamente semplice , più complicato tagliare 50 stralli si ha una riserva di resistenza in fase plastica prima del crollo , ma con le moderne tecnologie riescono a tagliarli tutti e 50 contemporaneamente. Un ponte strallato a galleria ha un design sofisticato e moderno le architettura di Calatrava per i ponti strallati sono emblematiche per quanto concerne i pilastri laterali



Il ponte a galleria ha una sua interpretazione psicoanalitica , il suo crollo rappresenta la morte , la galleria il tunnel che si attraversa prima di morire; il ponte nel suo funzionamento assicura il collegamento tra due fasi differenti ovvero la nascita la galleria è quindi rappresentativa dell'organo genitale femminile dal quale il bambino durante il parto approda sulla terra passando dall'utero materno al mondo esterno nella sua culla. Al solito i cavi gli stralli vengono simbolicamente paragonati alle corde di un violino una chitarra un arpa, ma hanno una funzione importante che è quella di sostenere il ponte il cui crollo è la morte invece hanno la chiara funzione di curare tutte quelle malattie depressive che inducono sentimenti di odio e rancore verso la vita un trattenersi sulla terra evitando di precipitare giù . Come detto la problematica dei ponti a galleria è l'impatto ambientale dovuto alle maggiori dimensioni della sezione trasversale del ponte superabile attraverso il design le aperture la grande luce la modellazione a struttura reticolare. Il ponte di Messina così come progettato ha una sezione dell'impalcato sottile che sul mare riduce l'impatto ambientale , vi è soltanto quello dei piloni ma la altezza di 380 m e il materiale acciaio ne diminuiscono l'impatto. Ciò che si obietta a questa struttura oltre lo stato limite di deformazione superabile chiudendo o regolando il traffico ferroviario senza contemporaneità con quello stradale è il design la cattiva architettura del ponte stesso semplice tipica di ponti di sospesi , che nel corso degli anni hanno subito delle modifiche sia nella forma dei piloni che dei cavi.

2- La sezione rettangolare o circolare aperta

Le sezioni sottili aperte come detto hanno momenti di inerzia ridotti alle quali



Corrispondono rigidzze flessionali più basse calcolati scomponendo la sezione in rettangoli elementari . Il momento di inerzia polare fondamentale per la rigidzza torsionale

$$I_X = \sum h*s^3/12 + \sum h*s*d^2 \quad I_Y = \sum h*s^3/12 + \sum h*s*d^2$$

$$I_P = I_X + I_Y$$

Come al solito la rigidzza flessionale di una trave in campo elastico deriva dalla curvatura $\chi = M/EI$ funzione del materiale attraverso il modulo di elasticità normale e del momento di inerzia

$$K_F = f(EI) \quad K_T = f(GI_P)$$

La rigidzza torsionale è invece funzione del modulo di elasticità tangenziale e del momento di inerzia polare. Per quanto concerne la torsione la distribuzione delle tensioni tangenziali è a farfalla per ogni rettangolo ed il momento totale torcente deriva dalla somma di quelli competenti a ciascun rettangolo

$$M_T = \sum M_{Ti}$$

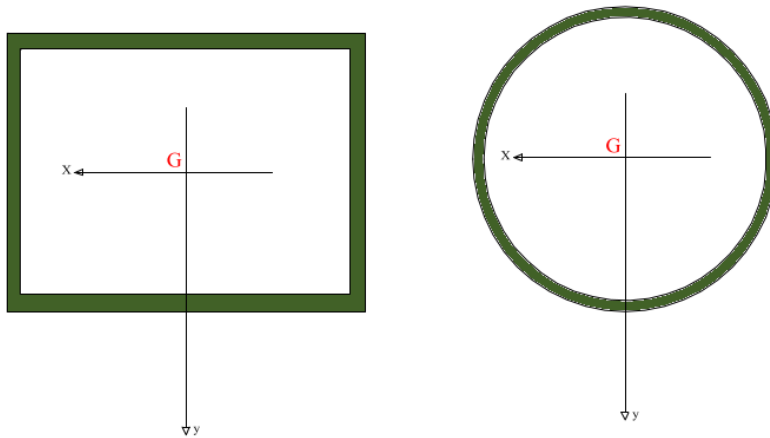
Le sezioni sottili aperte sollecitate a torsione sono sottoposte ad ingobbamento vi sono tensioni normali dovuti alla torsione non uniforme .

Per quanto concerne il comportamento a taglio la tensione tangenziale max a taglio è sull'asse neutro determinata attraverso la formula di Jourassky $\tau = V*S_x/(I*b)$ con andamenti parabolico lungo la linea media della sezione. Il taglio complessivo deriva dalla soma dei tagli competenti a ciascun rettangolo nelle due direzioni risultanti delle tensioni tangenziali

$$T_X = \sum T_{Xi} ; T_Y = \sum T_{Yi} ;$$

3- La sezione chiusa : Local buckling

La sezione chiusa sia essa rettangolare o aperta



Ha un momento di inerzia pari alla differenza di quello relativo ai pieni e ai vuoti

$$I_X = B \cdot H^3 / 12 - (B-t) \cdot (H-t)^3 / 12 ; \quad I_Y = H \cdot B^3 / 12 - (H-t) \cdot (B-t)^3 / 12 ;$$

Il momento polare $I_P = I_X + I_Y$

dove H e B sono le dimensioni del rettangolo esterno che per una trave da ponte hanno valori minimi $H = 6 \text{ m}$; $B = 9 \text{ m}$ ai quali corrispondono rigidezze più elevate

$$K_F = f(EI) \quad K_T = f(GI_P)$$

Il comportamento torsionale per la analogia idrodinamica è differente con tensione tangenziale costante lungo la linea media

$$\tau = M_T / (2 \cdot A_m \cdot t) \quad \text{formula di brecht}$$

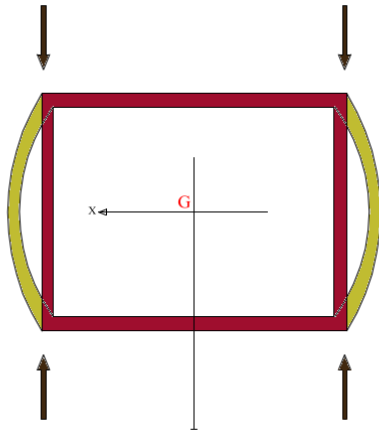
A_m area racchiusa dalla linea media t spessore

$$\text{L'angolo specifico di torsione} \quad \theta' = M_T / (G \cdot I_P)$$

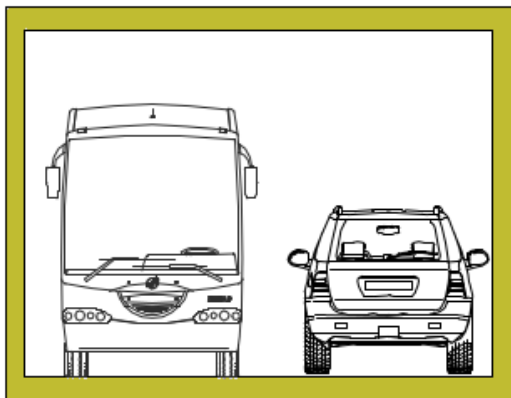
Anche il comportamento a taglio è analogo a quello di un rettangolo

$$\tau = V \cdot S_X / (I \cdot b) \quad I_X = B \cdot H^3 / 12 - (B-t) \cdot (H-t)^3 / 12 ;$$

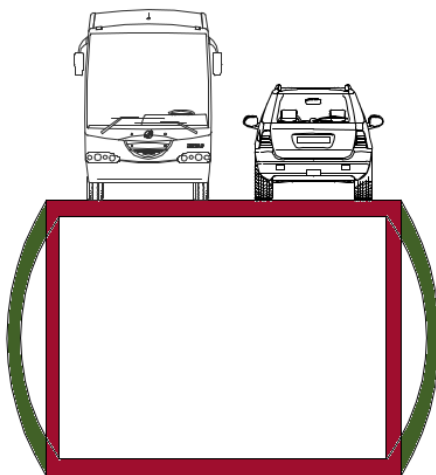
La sezione non ha ingobbamenti la torsione non uniforme è meno accentuata possono aversi problemi di instabilità locali delle ali laterali comunque presenti nelle sezioni aperte e più gravi per la condizione di vincolo.



La instabilità delle ali laterali è funzione di tipo di sollecitazione , una sezione chiusa sollecitata da carichi verticali nella parte superiore appoggiata inferiormente ha le ali laterali compresse , la stessa sezione sollecitata nella parte inferiore ha le ali laterali tese è la problematica locale di bukling non sussiste



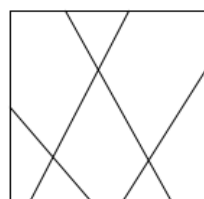
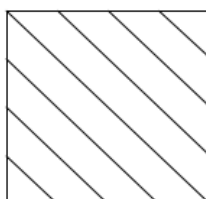
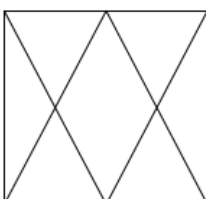
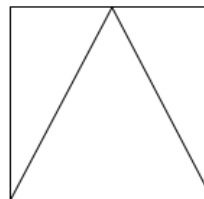
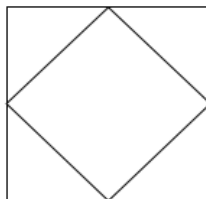
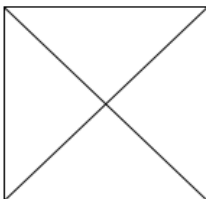
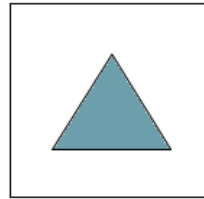
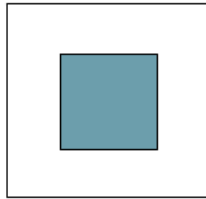
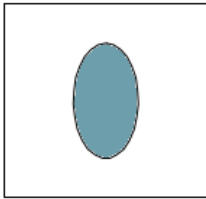
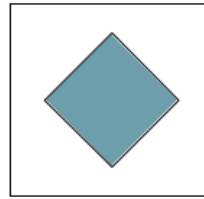
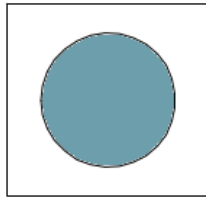
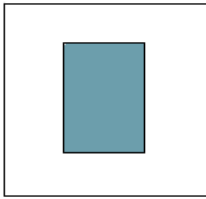
Ponte a galleria



Viadotto
sez a cassone

4- Modellazione FEM : schema reticolare

La sezione chiusa può essere modellata con uno schema reticolare o con aperture al fine di ridurre le azioni orizzontali del vento e caratterizzare il design architettonico del ponte a galleria; la parte inferiore deve consentire il transito degli autoveicoli possiamo sempre considerarla come elemento **plate -shell** mentre la parte superiore funge da irrigidimento e collegamento possiamo installare un impianto fotovoltaico conservando sempre l'elemento bidimensionale creare dei collegamenti orizzontali e diagonali al solito si tratta di modellare una piastra lastra co rigidezza flessionale estensionale e tagliante . La modellazione più immediata è il telaio rettangolare con la doppia diagonale



La sezione a galleria viene attenuata attraverso il montaggio di elementi prefabbricati uguali di lunghezza ΔZ che devono avere la medesima rigidezza o rotazione

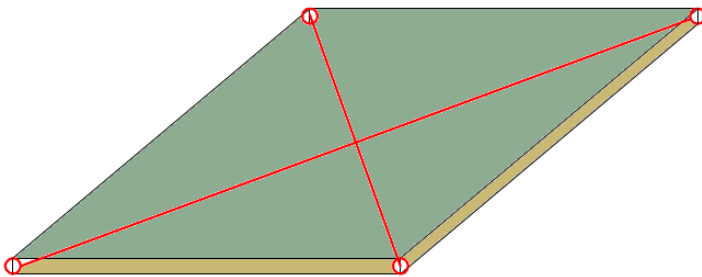
$$\Delta\varphi = M \cdot \Delta Z / (EI) \quad \text{flessionale}$$

$$\Delta L = N \cdot \Delta Z / (EA) \quad \text{assiale}$$

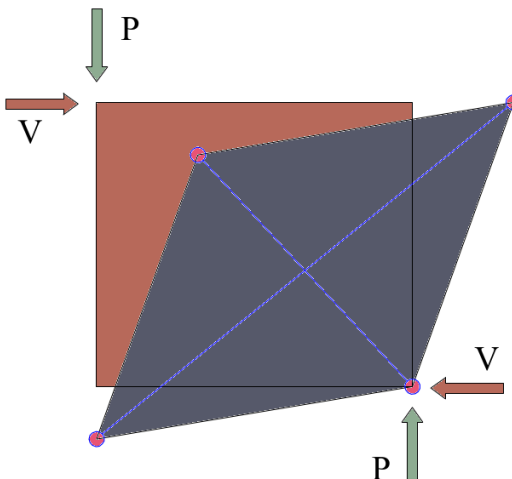
$$\Delta W = V \cdot \Delta Z / (GA) \quad \text{tagliante}$$

nelle due direzioni del pannello orizzontale e verticale, il disegno della apertura deve ripristinare tale continuità con la parete piena variando lo spessore e secondo le esigenze dello stato tensionale della sezione chiusa. Avendo gli stessi materiali si tratterebbe di eguagliare area e momento di inerzia modificando lo spessore. Per il pannello con apertura va eseguita una modellazione FEM per valutare eventuali concentrazioni di tensione in alcuni punti del pannello. La modellazione reticolare immediata di un pannello è la doppia diagonale

*Il calcolo e la costruzione della cupola deve avvenire con la collaborazione dei pannelli il cui comportamento lo possiamo assimilare ad una doppia diagonale trasformando la cupola in cupola reticolare. Il pannello sia esso in legno o vetro deve interagire con le aste adiacenti è contenuto nel piano e può essere modellato con due aste incernierate agli estremi * Dal capitolo sulle cupole*



Traslando la teoria delle tamponature in laterizio inserite nelle maglie di telaio delle strutture in cemento armato si può determinare la larghezza della singola diagonale in funzione della tipologia di materiale impiegato e modellare la cupola come una cupola reticolare con doppia diagonale resistente a trazione e a compressione.



Per questa schematizzazione il materiale deve avere il medesimo comportamento a trazione e compressione , gli spostamenti verticali e orizzontali dovuti alla deformabilità flessionale e tagliante del pannello

$$\Delta_O = V * H^3 / (12 * E * I_X) + \chi * V * H / G * A$$

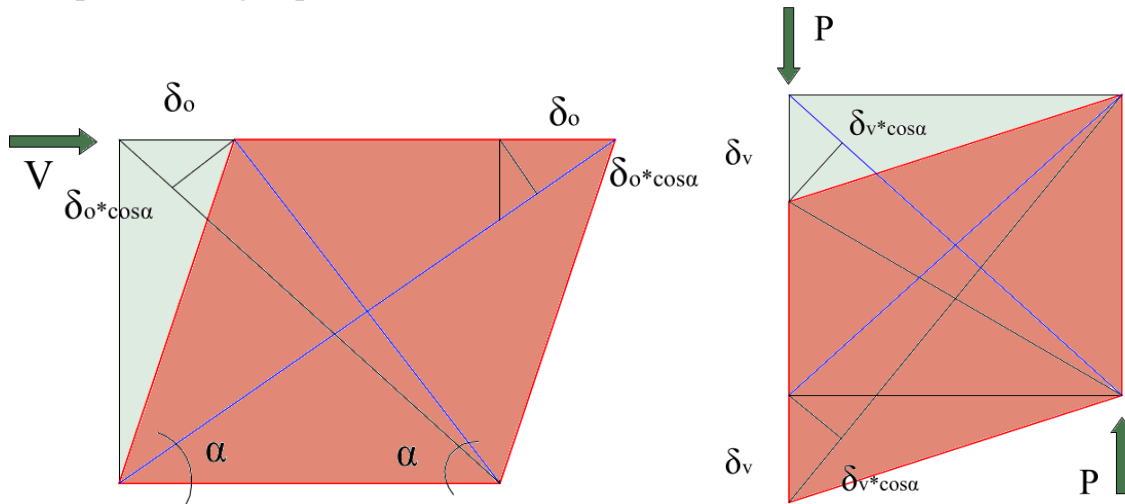
$$\Delta_V = P * B^3 / (12 * E * I_Y) + \chi * P * B / G * A$$

Le rispettive rigidezze orizzontali e verticali del pannello

$$K_O = 1 / [(12 * E * I_X) / H^3 + (G * A) / (\chi * H)]; \quad K_V = 1 / [(12 * E * I_Y) / (B^3) + (G * A) / (\chi * B)];$$

$$\Delta_O = V / K_O ; \quad \Delta_V = P / K_V$$

Le componenti degli spostamenti secondo le 2 diagonali :



La prima compressa $\delta_C = (\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha$; $\operatorname{tg} \alpha = H / B$

La seconda tesa $\delta_T = (\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha$;

La rigidezza della diagonale ipotizzando un comportamento elastico lineare omogeneo isotropo sia a trazione che a compressione

$$K = EA / d ; \quad \delta_C = N_C * d / EA ; \quad \delta_T = N_T * d / EA ;$$

Gli sforzo normali $N_C = (V + P) / (2 * \cos \alpha)$ $N_T = (V + P) / (2 * \cos \alpha)$

$$\delta_C = (V + P) / (2 * \cos \alpha) * d / EA ; \quad \delta_T = (V + P) / (2 * \cos \alpha) * d / EA ;$$

$$(\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha = (V + P) / (2 * \cos \alpha) * d / EA ;$$

$$(\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha = (V + P) / (2 * \cos \alpha) * d / EA ;$$

$$(\delta_o + \delta_v) = (V+P)/(2*\cos\alpha^2)*d/EA ; \quad (V/K_o + P/K_v) = (V+P)/(2*\cos\alpha^2)*d/EA ;$$

Disaccoppiamo la equazione

$$V/K_o = V/(2*\cos\alpha^2)*d/EA ; \quad P/K_v = P/(2*\cos\alpha^2)*d/EA ;$$

$$EA = K_o*(2*\cos\alpha^2)*d ; \quad EA = K_v*(2*\cos\alpha^2)*d ; \text{ eseguiamo la somma}$$

$$EA = (K_o + K_v)(2*\cos\alpha^2)*d ; \quad A = t*s \quad s \text{ spessore pannello } t \text{ larghezza diagonale}$$

$$A = (K_o + K_v)(2*\cos\alpha^2)*d/E ; \quad t = (K_o + K_v)(2*\cos\alpha^2)*d/(s*E) ;$$

Lo spessore delle due diagonali equivalenti come da tecnica delle costruzioni

$$t = \{1/[(12*E*I_x)/H^3] + (G*A)/(\chi*H) + 1/[(12*E*I_y)/(B^3) + (G*A)/(\chi*B)]\}^* \\ *2*\cos\alpha^2*d/(s*E)$$

Il puntone ed il tirante hanno la stessa sezione

E modulo elasticità normale pannello

G modulo elasticità tangenziale

B larghezza pannello

H altezza pannello

$\tan\alpha = H/B$; α angolo inclinazione diagonale tesa e compressa

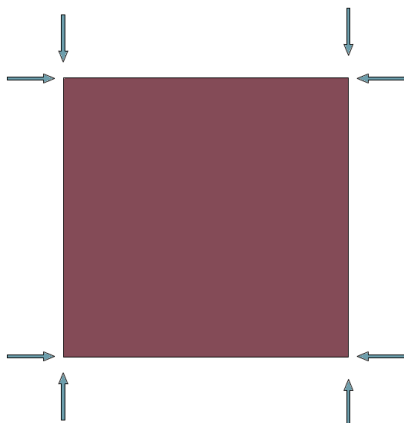
*$A = s*t$ area diagonale ; t spessore pannello ; s larghezza diagonale*

*$I_x = t*B^3/12$ momento di inerzia ; $I_y = t*H^3/12$ momento di inerzia ;*

$\chi = 6/5$ fattore di taglio sezioni rettangolare .

*L'elemento **plate-shell** è inclinato comunque inserito in una maglia appartenente ad un piano di conseguenza per la definizione delle diagonali ci interessano gli spostamenti le deformazioni e sollecitazioni complanari.*

Un ponte a galleria modellato con aste reticolari diagonali è sgradevole esteticamente e architettonicamente di conseguenza del singolo elemento concio prefabbricato ne va studiato prima il design e poi il comportamento in termini di rigidezza e resistenza attraverso modellazione FEM funzione dei carichi sul pannello



Eseguiamo prima la modellazione delle lastre piastre e nel paragrafo seguente passiamo al concio tridimensionale reticolare aperto e a sezione chiusa con comportamento scatolare . Tali modellazioni vanno eseguite poiché non sempre allo schema tridimensionale reticolare corrisponde un comportamento scatolare dipende dal disegno delle aste.

Modellazione elementi plate-shell con software Iperspace

Pannello dimensioni $H=6\text{ m}$ $B=7\text{ m}$ $t=20\text{ cm}$

Dimensioni aperture

Circolare raggio $2,50\text{ m}$

Quadrata lato $L=4,00\text{ m}$

Rettangolare $H=4,5\text{ m}$ $B=5\text{ m}$

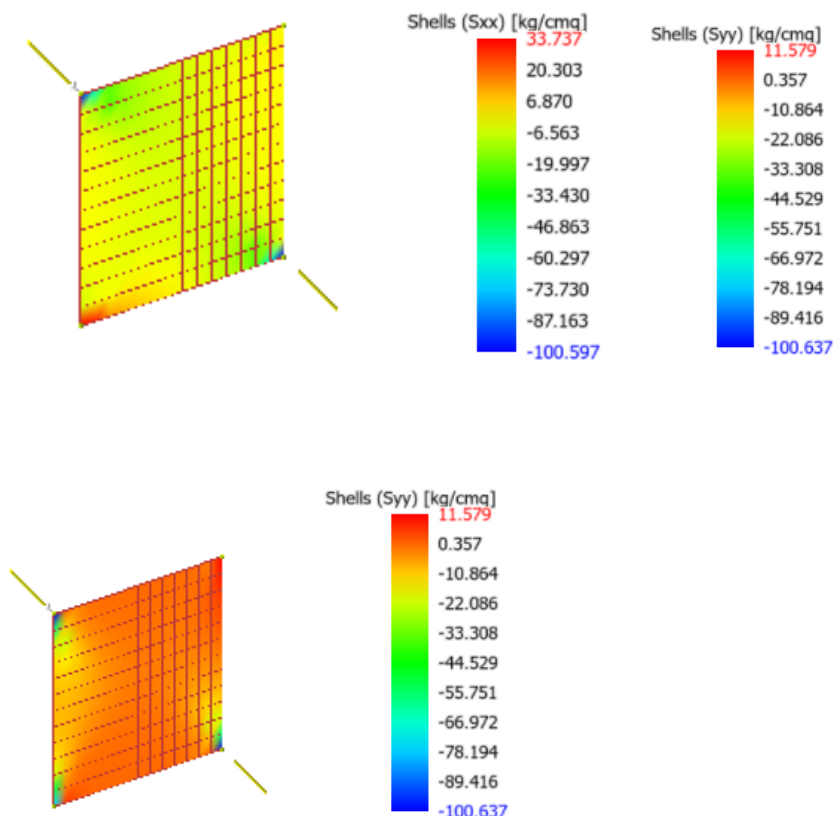
Romboidale diagonale $d=4,50\text{ m}$

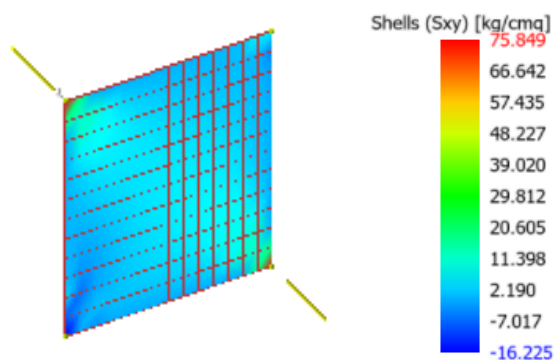
Pannello sollecitato ai 4 angoli con forze orizzontali verticali uguali per ragioni di equilibrio , o sollecitato nei due angoli opposti con forze uguali e incernierato negli altri due per questioni di equilibrio.

$$F_X = F_Y = 50000\text{ daN}$$

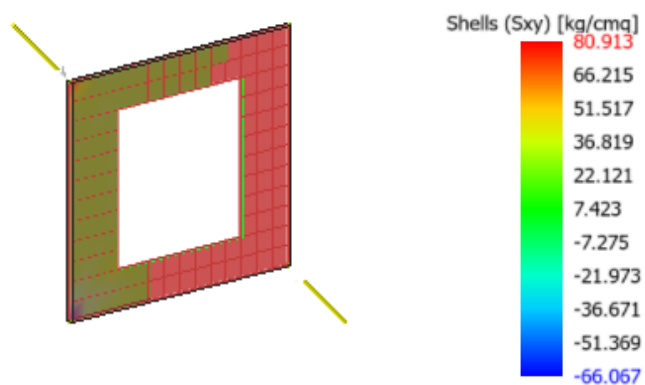
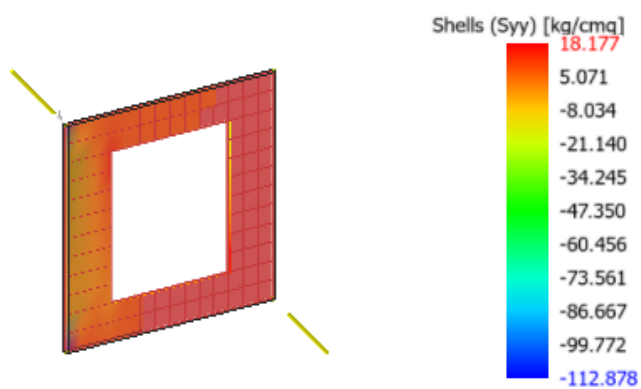
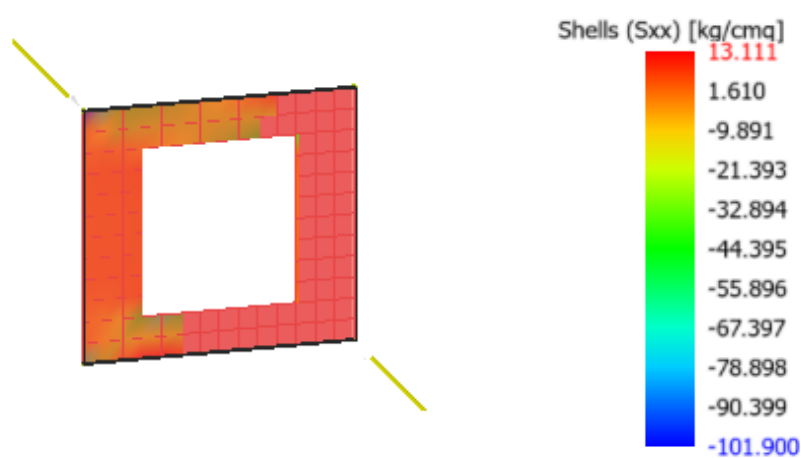
Nel pannello vi è uno stato tensionale piano individuato dalle tre tensioni

σ_X ; σ_Y ; τ_{XY} ; riportato nelle seguenti immagini

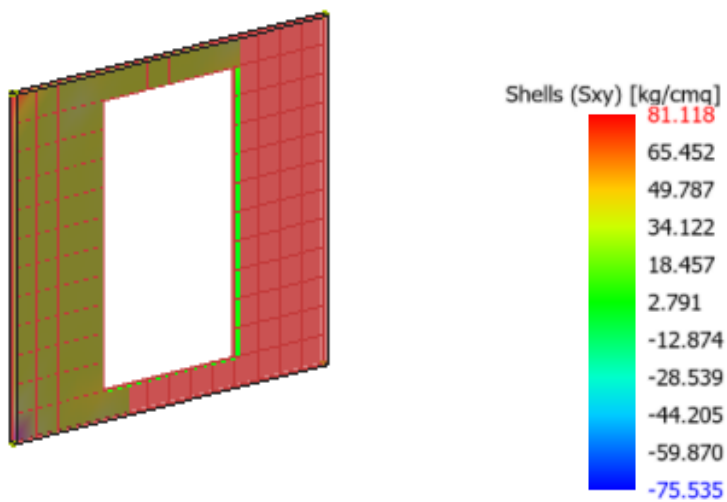
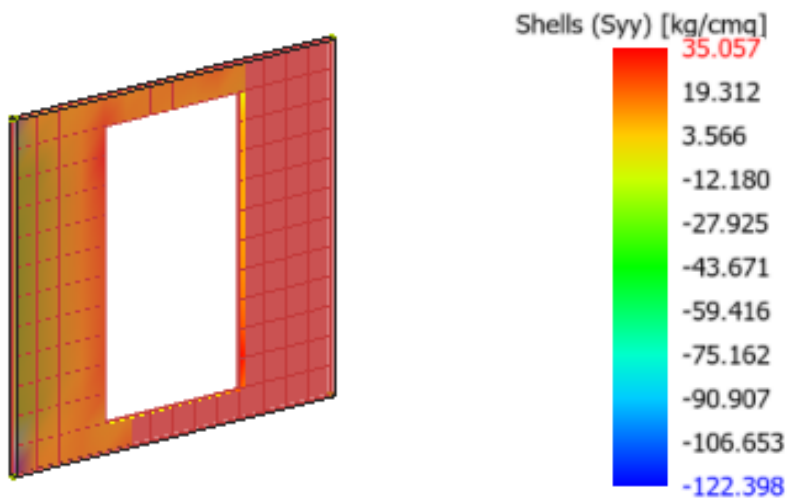
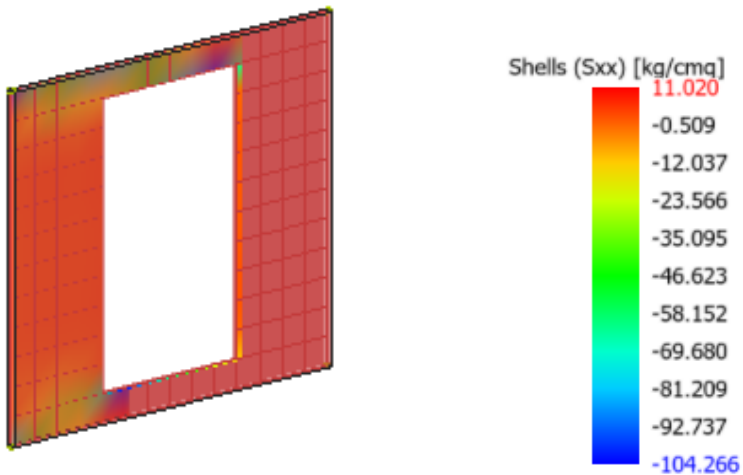




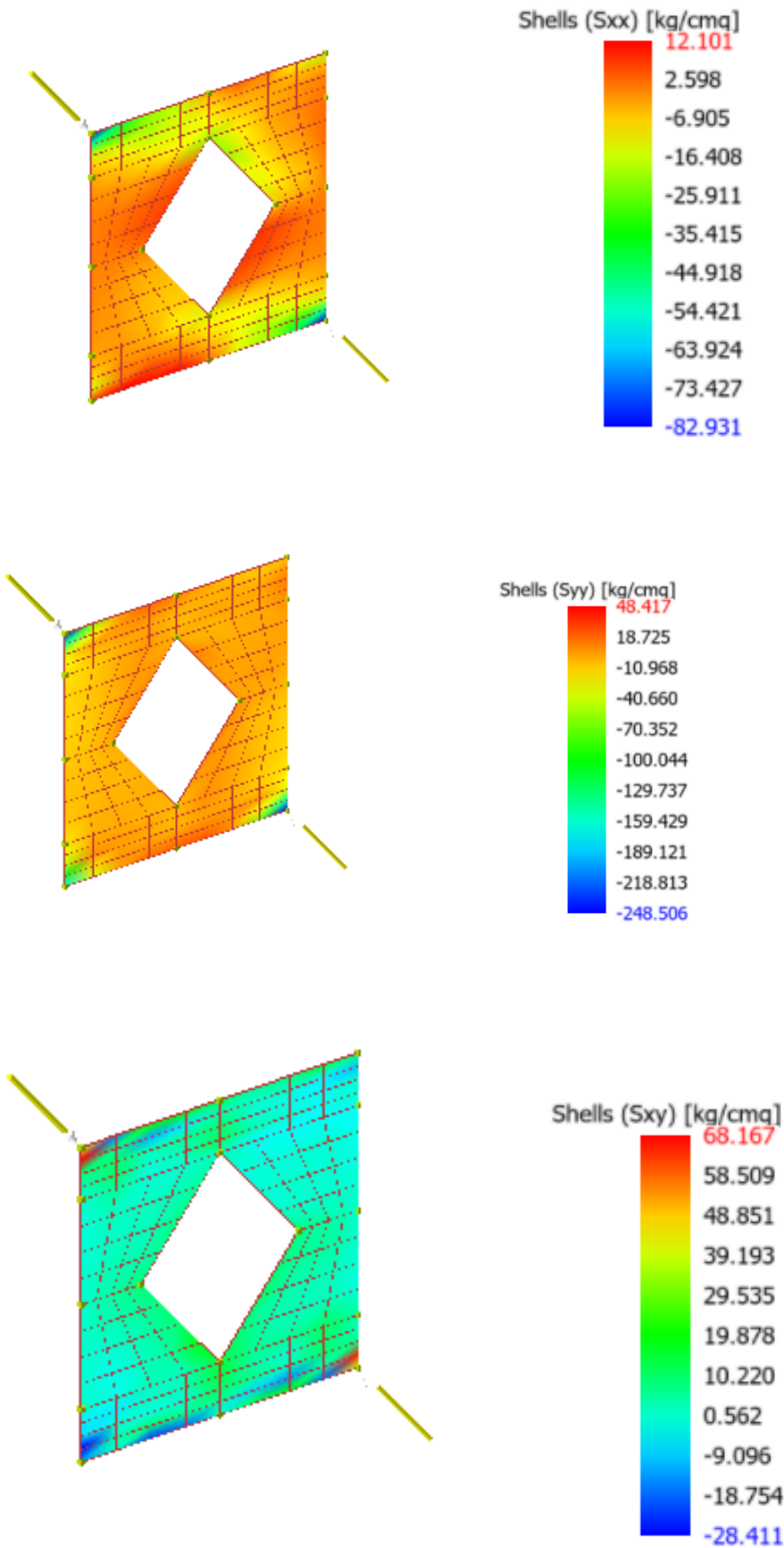
Lo stesso pannello con apertura quadrata $L = 4\text{ m}$



Pannello con apertura rettangolare $B=3\text{ m}$ $H=5\text{ m}$

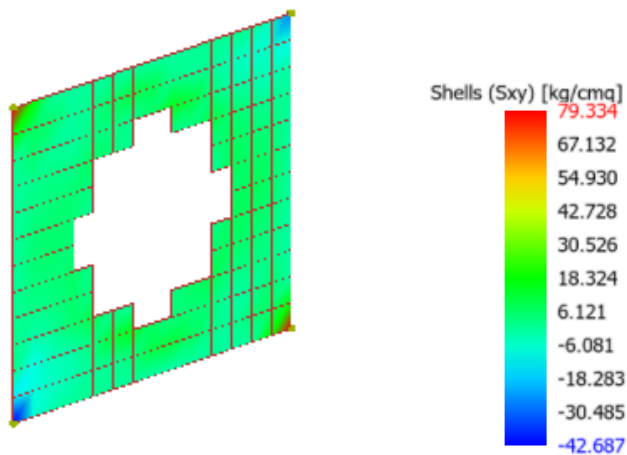
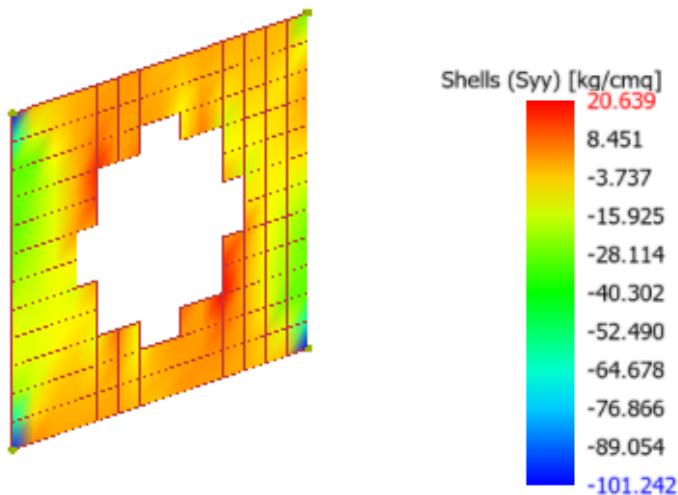
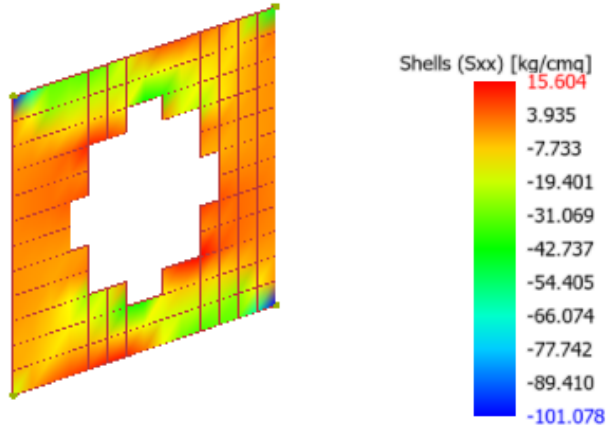


Pannello con apertura romboidale quadrata diagonale 4 m

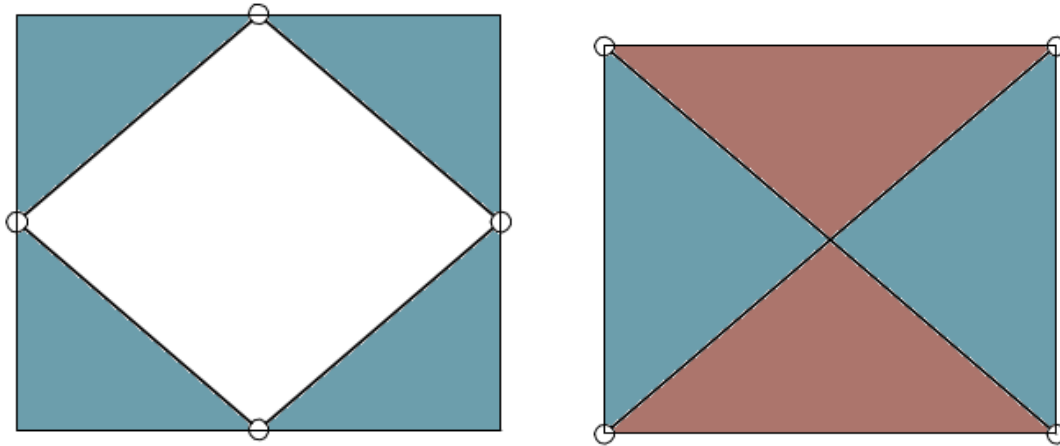


Pannello con apertura circolare raggio 4 m

*Per modellare una apertura circolare basta aumentare il grado di discretizzazione dell'elemento **plate shell** attualmente con pannellini 50x50 cm 14x12 basta raddoppiare la discretizzazione pannello 25x25 cm 28x24 , inutile mettersi a contare i quadratini per disattivarli forse non conosco a fondo i comandi di selezione del software. Avviene in modo automatico anche per pannelli 10x10 cm 70x60 pannellini*



Dai risultati delle sollecitazioni si evince che la apertura che crea le maggiori sollecitazioni è quella a forma di rombo riflette il comportamento di controvento eccentrico mentre tutte le altre aperture definiscono una maglia di telaio nella parete i completa contraddizione con la modellazione della parete con doppia diagonale compressa



Per la valutazione della rigidezza del pannello con apertura vanno modificate le condizioni di carico e di vincolo :2 cerniere alla base

Forza orizzontale rigidezza a taglio $V = 100000 \text{ daN}$

Forza verticale sforzo normale $P = 100000 \text{ daN}$

Coppie opposte agli estremi $M = 100000 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Con diagramma degli spostamenti nel piano del pannello .La variazione di rigidezza dipende dalle dimensioni del pannello può essere estesa a qualsiasi tipologia di materiale introducendo non un coefficiente di omogeneizzazione ma di di rapporto tra i moduli elastici: $r = E_M/E_C$

Tamponatura laterizio

Muratura armata

Calcestruzzo prefabbricato

Legno

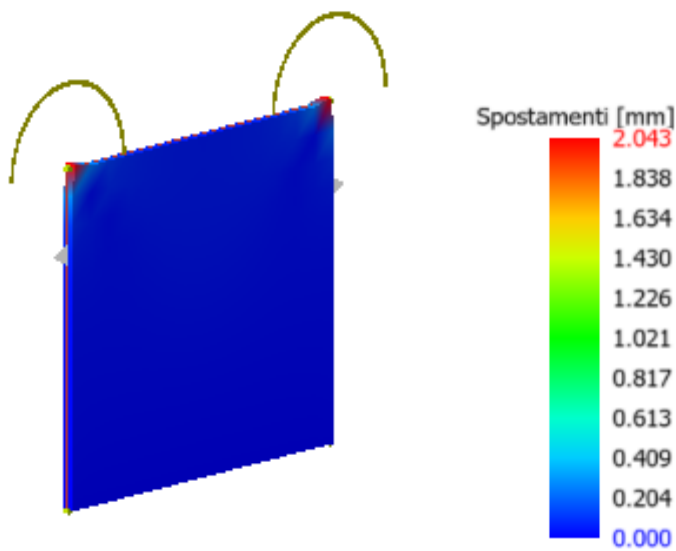
Calcestruzzo Pareti Peda

Pareti in vetro

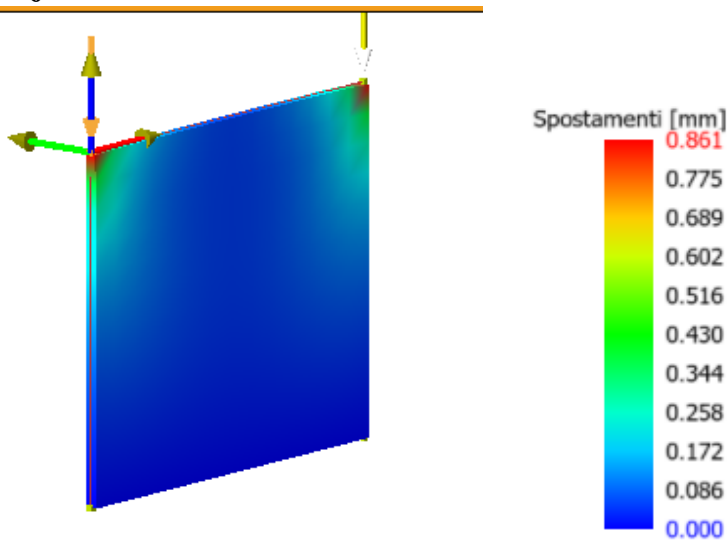
Per la verifica dello stato tensionale in sistemi iperstatici lo stato tensionale e le sollecitazioni dipendono dal modulo elastico dei materiali , le condizioni di vincolo precedenti nei due nodi sono isostatiche nel piano per ragioni di simmetria per cui lo stato tensionale in termini di verifica è applicabile a qualsiasi materiale varia la resistenza di progetto per ciascuno materiale e non le sollecitazioni di calcolo.

Il sistema delle forze agenti e le reazioni nei vincoli sono simmetriche.

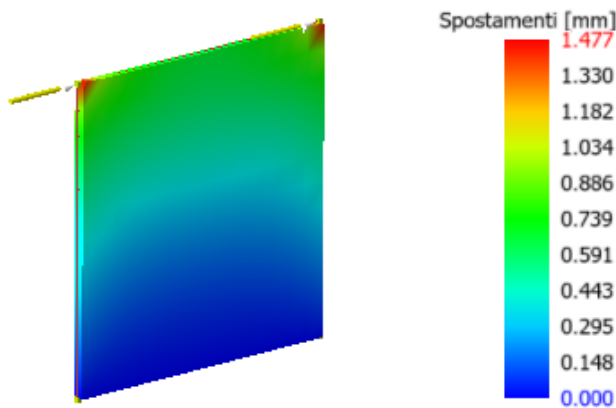
Coppie nodali



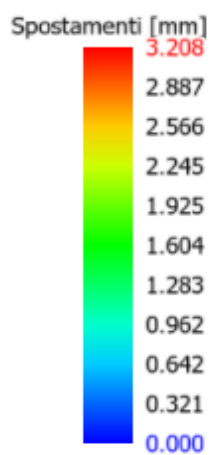
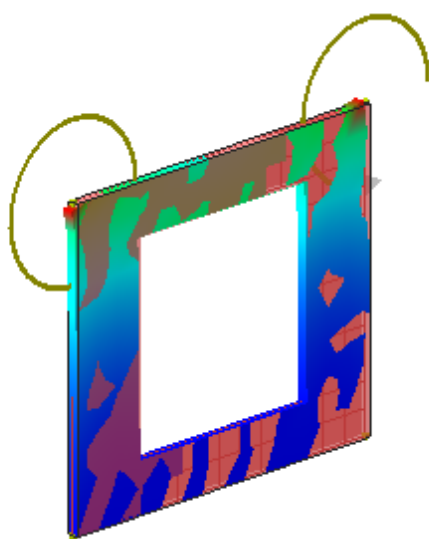
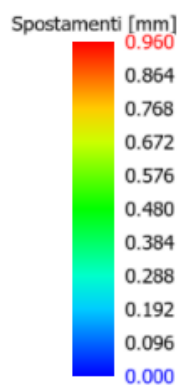
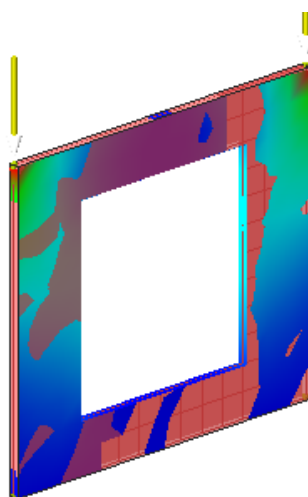
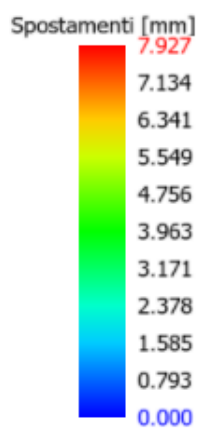
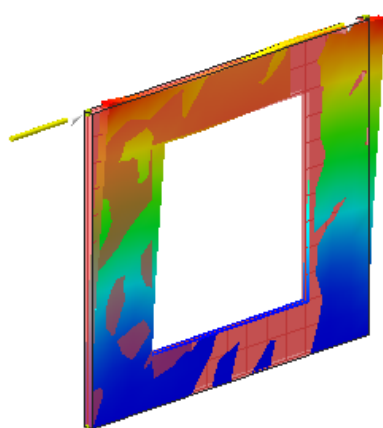
Forze verticali



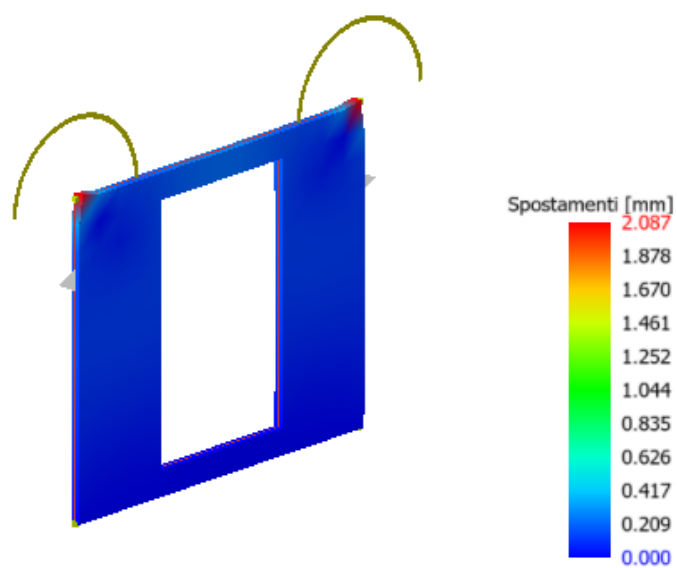
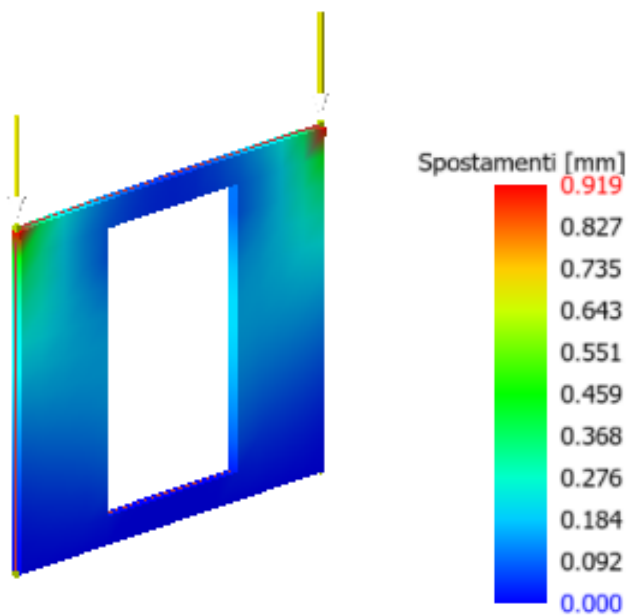
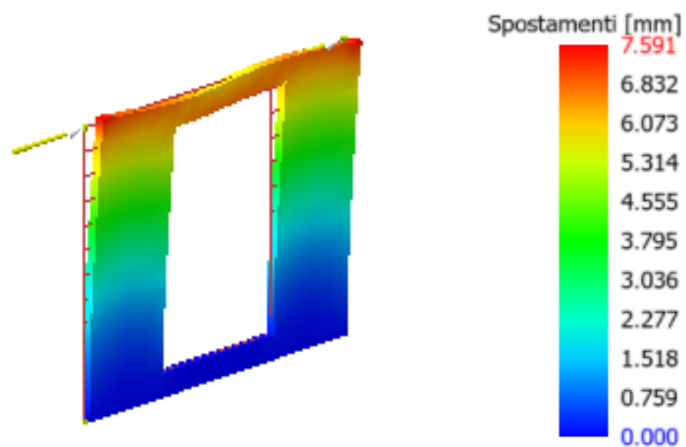
Forza orizzontale



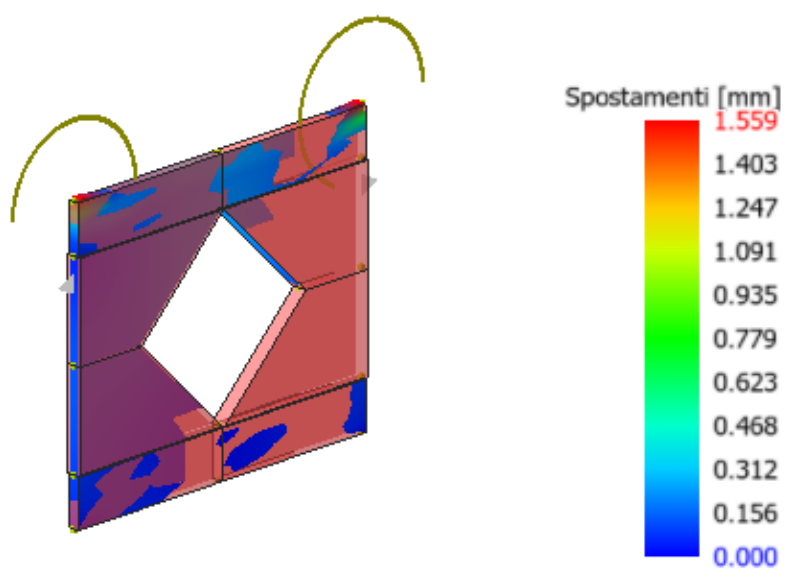
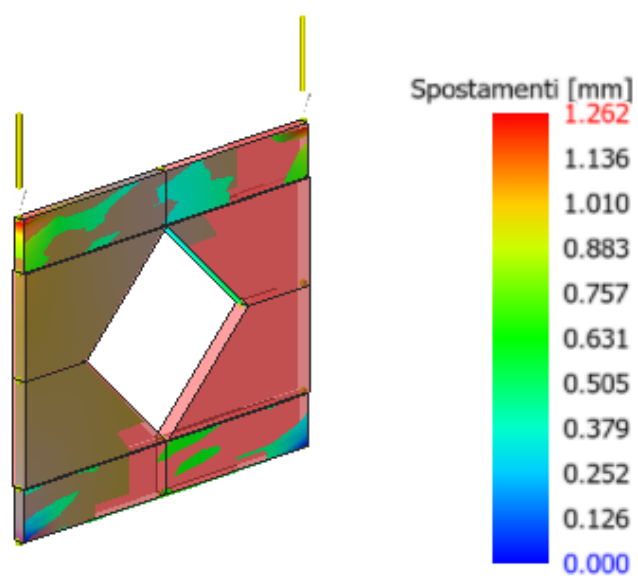
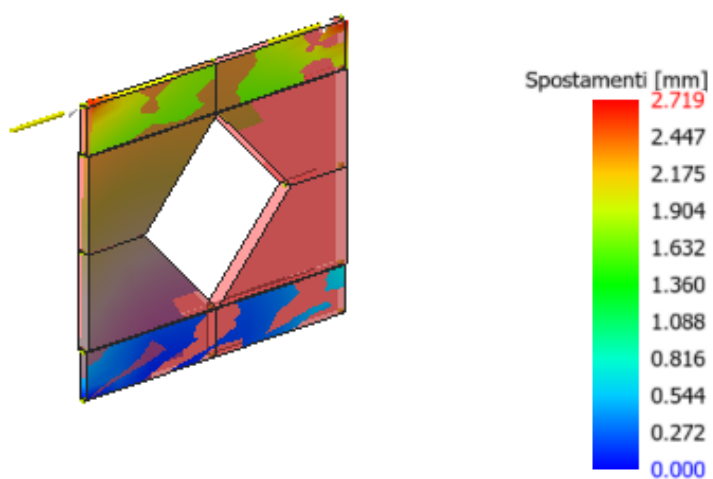
Apertura quadrata $L = 4\text{ m}$



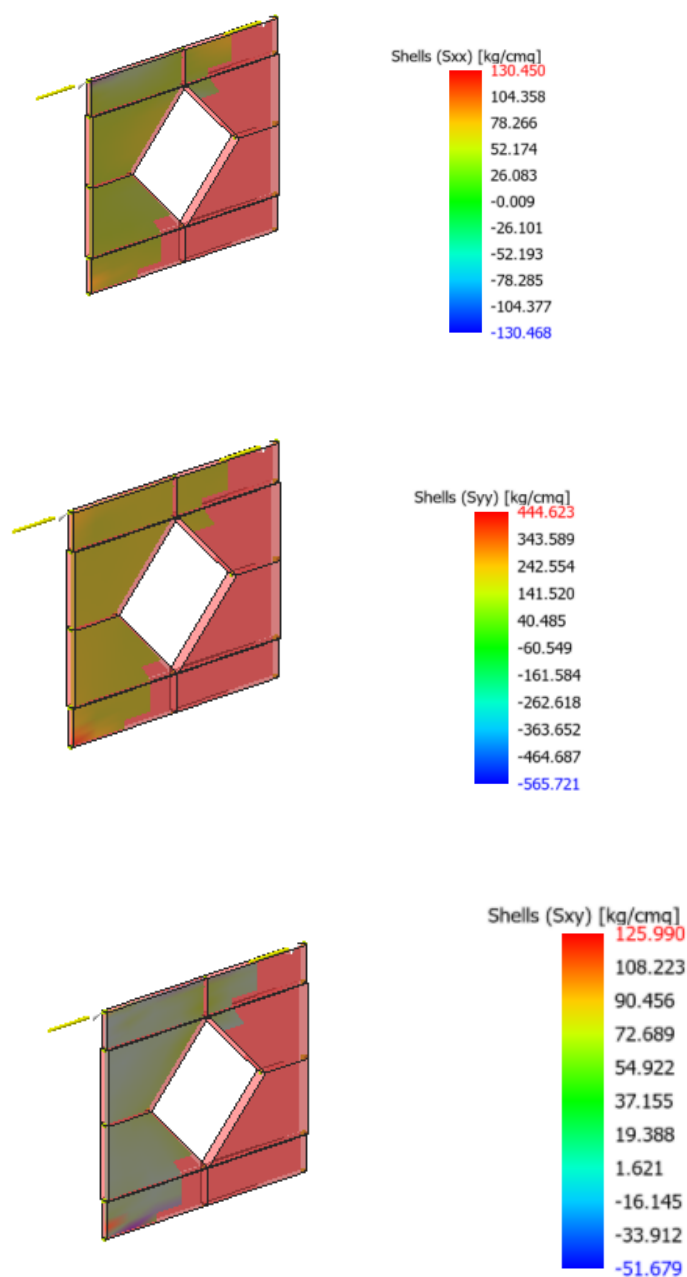
Apertura rettangolare $B = 3m$ $H = 5m$



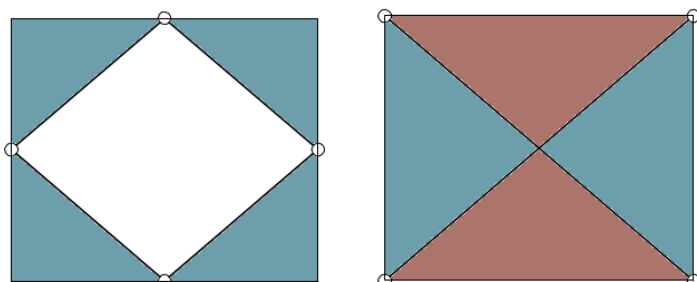
Apertura romboidale quadrata diagonale 4 m



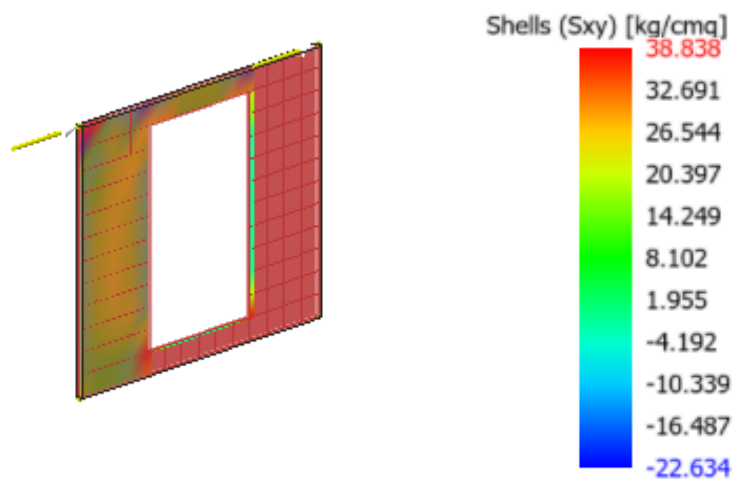
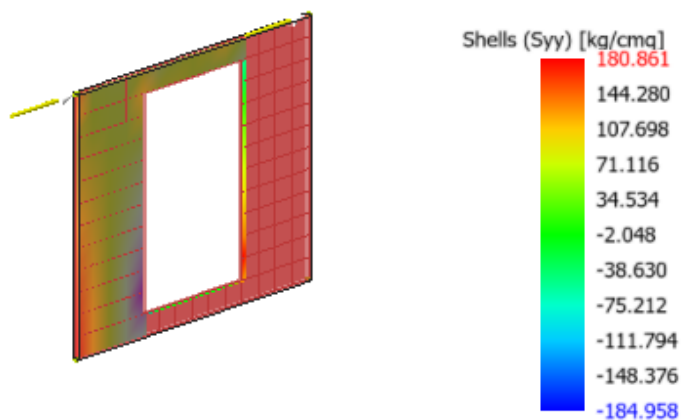
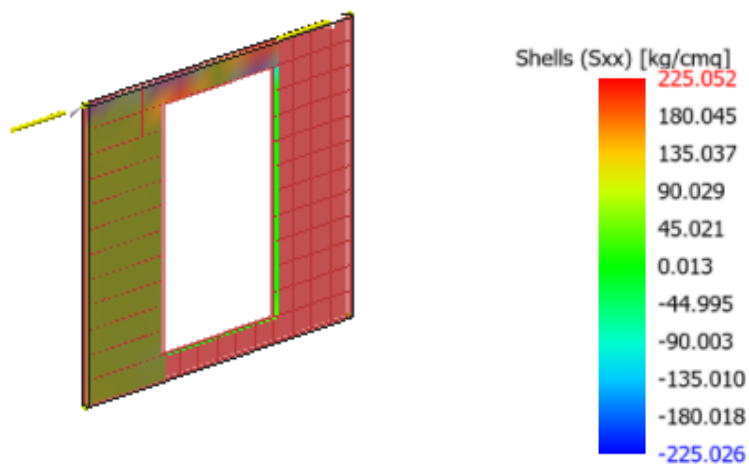
Lo stato tensionale piano per il pannello con apertura romboidale sollecitato da azione orizzontale e vincolato alla base



A questa apertura corrisponde la maggiore rigidezza a taglio , rispetto alla parete piena si dimezza corrispondente al doppio controvento eccentrico per doppia diagonale una compressa e l'altra tesa

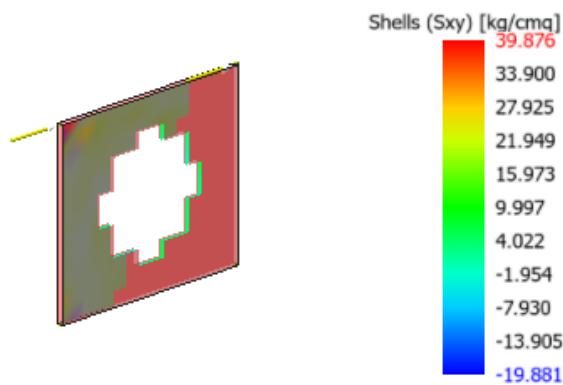
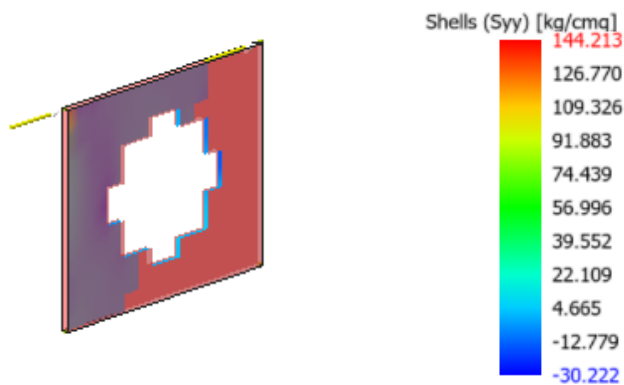
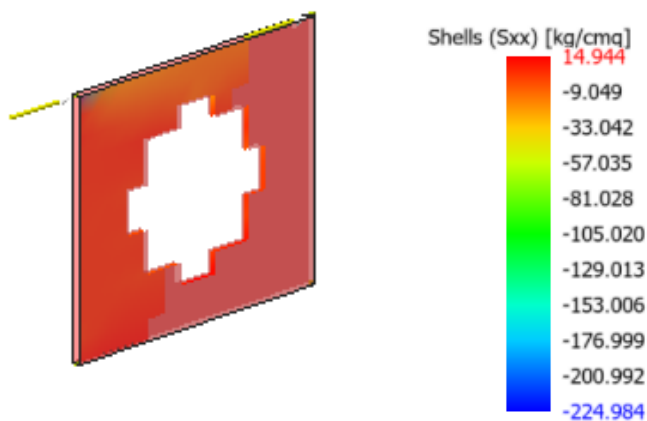
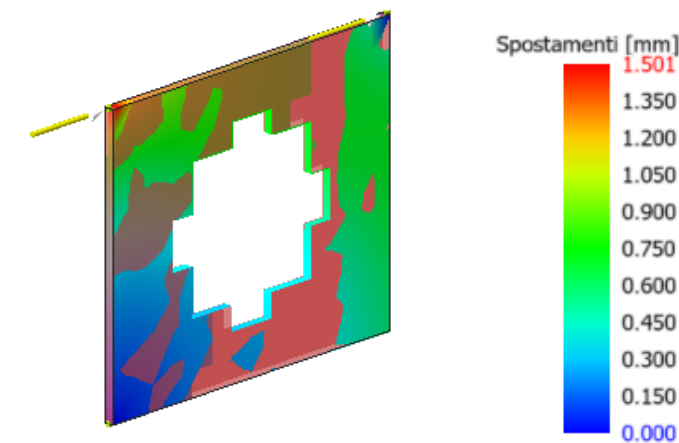


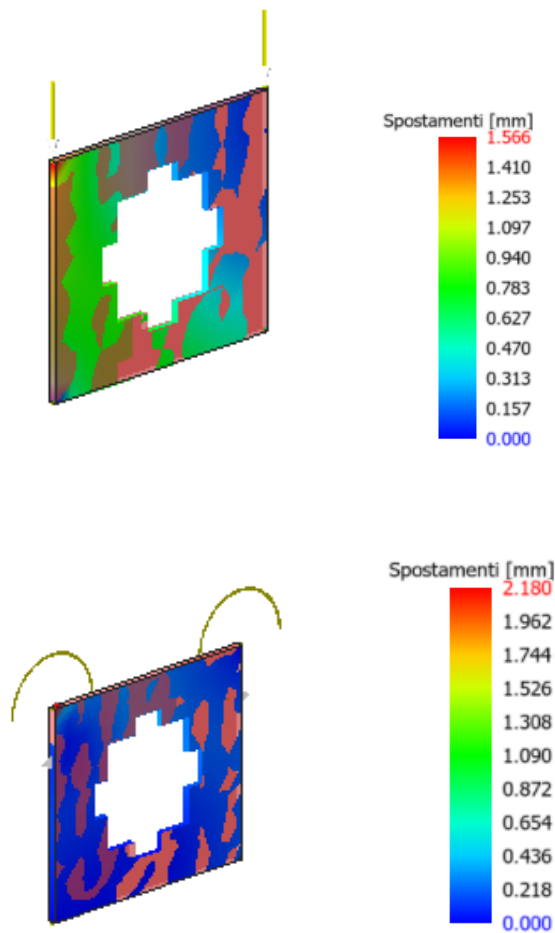
Anche per le altre tipologie di aperture sollecitate a taglio si hanno tensioni elevate
Rettangolare



La modellazione a doppio controvento eccentrico si adatta bene ad un modello reticolare per una sezione scatolare alternativo alla croce di Sant'Andrea

Per la sezione circolare approssimata come in figura

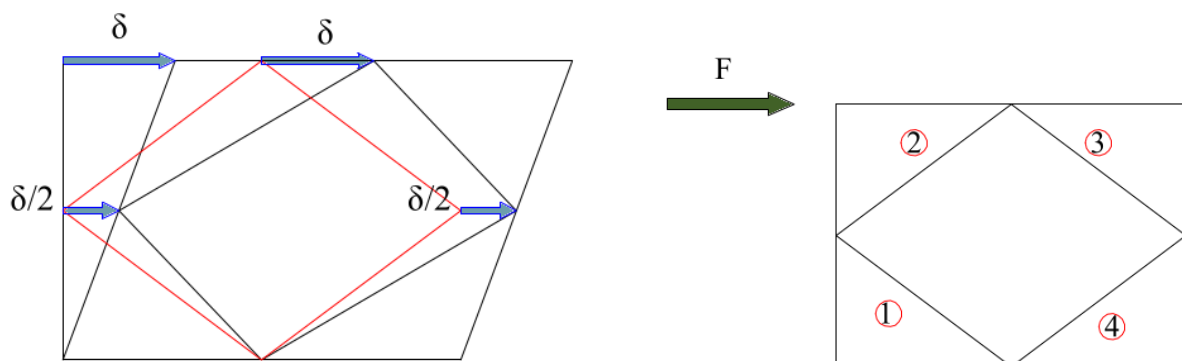




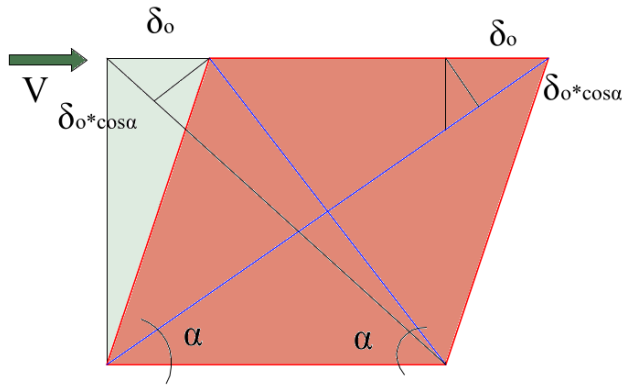
Con questa tipologia di apertura la rigidezza a taglio del pannello resta praticamente invariata anche le sollecitazioni relative allo stato tensionale non sono eccessive.

Modellazione con aste reticolari

La modellazione con aste reticolare deve essere eseguita attraverso la definizione della area della asta , cosa molto semplice per doppia diagonale la prima tesa e l'altra compressa ; modificando la disposizione delle aste all'interno del pannello bisogna individuare altri meccanismi resistenti in funzione della forza orizzontale di taglio applicata



La modellazione reticolare si compone di 4 aste diagonali 2 tese e due compresse a ciascuna di esse corrisponde metà dello spostamento orizzontale δ e metà degli sforzi normali. Senza ripetere la trattazione in analogia alla doppia diagonale tesa e compressa per materiale resistente sia a trazione e compressione utilizziamo per ciascuna asta una sezione pari alla metà dell'area del sistema a croce di Sant Andrea. Gli angoli formati dai due puntoni e i due tiranti sono uguali a quelli della diagonale α



Lo spessore delle due diagonali equivalenti come da tecnica delle costruzioni

$$s = d / [E * b [H^3 (12 * E * I_x) + (\chi * H) / (GA)] * \cos^2 \alpha]$$

E modulo elasticità normale pannello

G modulo elasticità tangenziale

B larghezza pannello

H altezza pannello

$\tan \alpha = H/B$; α angolo inclinazione diagonale tesa e compressa

$A = s * t$ area diagonale; t spessore pannello; s larghezza diagonale

$I_x = t * B^3 / 12$ momento di inerzia;

$\chi = 6/5$ fattore di taglio sezioni rettangolare.

Le dimensioni dei due puntoni e due tiranti ($s/2$, b) b larghezza parete 20 cm

$$I_x = t * B^3 / 12 = 571.666.666 \text{ cm}^4$$

$$A = 14000 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 40,6^\circ$$

$$E = 3500000 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = E / [2(1 + \nu)] = 155.555 \text{ daN/cm}^2$$

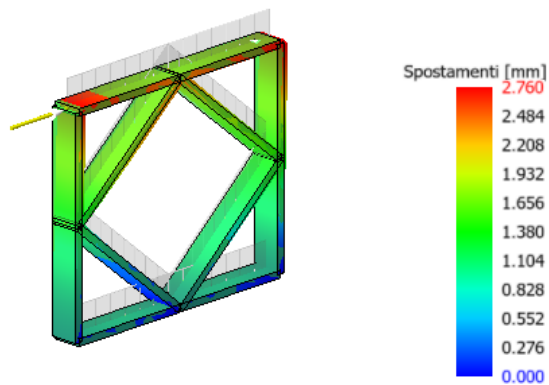
$$B = 700 \text{ cm}; H = 600 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm} \quad d = 922 \text{ cm}$$

$$s = 922 / [350000 * 20 * [6.999.999 + 302468] * \cos^2 \alpha] = 21,56 \text{ cm}$$

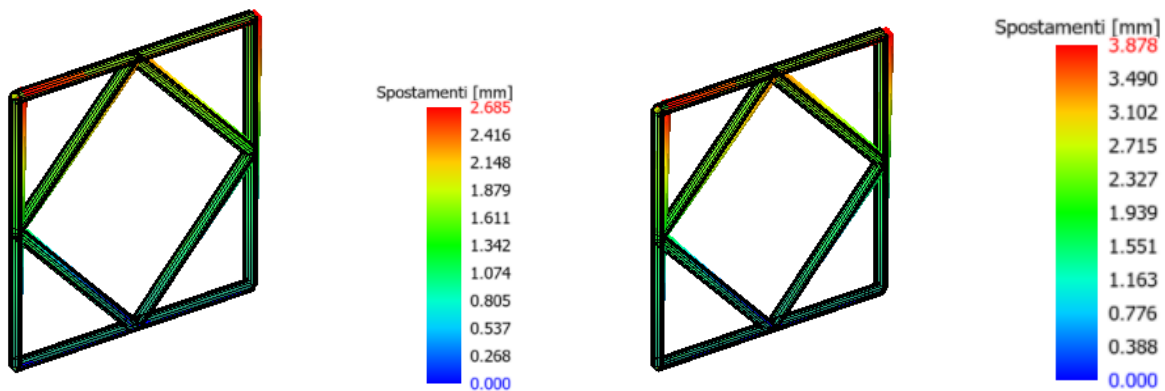
Lo spessore di ciascuna diagonale $s = 10,78 \text{ cm}$ $b = 20 \text{ cm}$

Modelliamo le 4 aste con sezione 12x20 cm $E = 3500000 \text{ daN/cm}^2$

Lo schema reticolare inizialmente è stato modellato con aste in cemento armato le sezioni al fine di ottenere la medesima rigidezza del pannello in calcestruzzo avevano dimensioni esorbitanti 90x20 cm

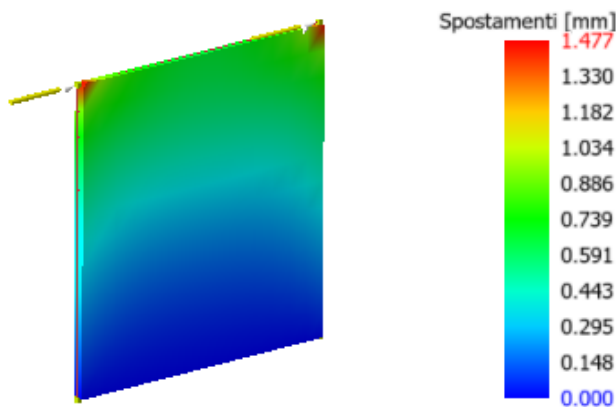


Si è passati alla modellazione con aste tubolari in acciaio di diametro prima 15 cm , poi 20 cm e infine 30 cm



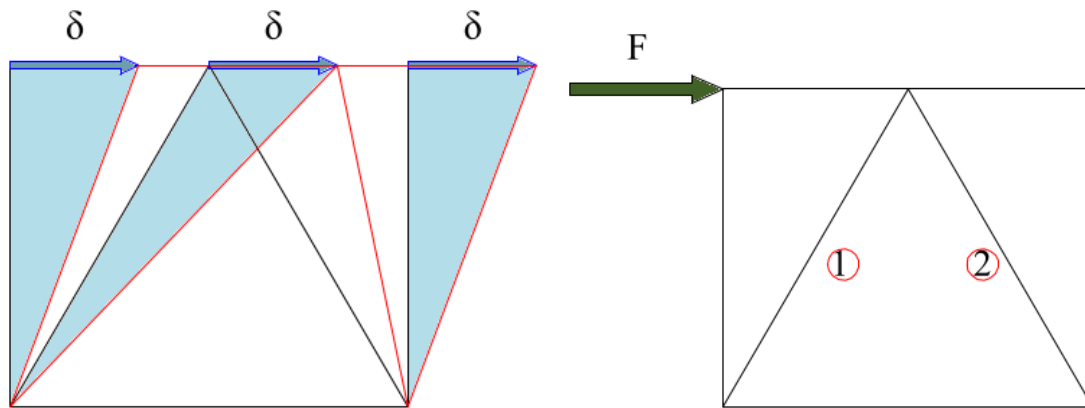
$D = 30\text{ cm}$ spessore tubo 3 cm ; $D = 30\text{ cm}$ spessore tubo 2 cm ;

La deformata del pannello di cls per forze orizzontali



*La rigidezza del pannello di cls è enorme $K = 100000/1,47 = 68027\text{ daN/mm}$
 $K = 68.027.000\text{ daN/m}$*

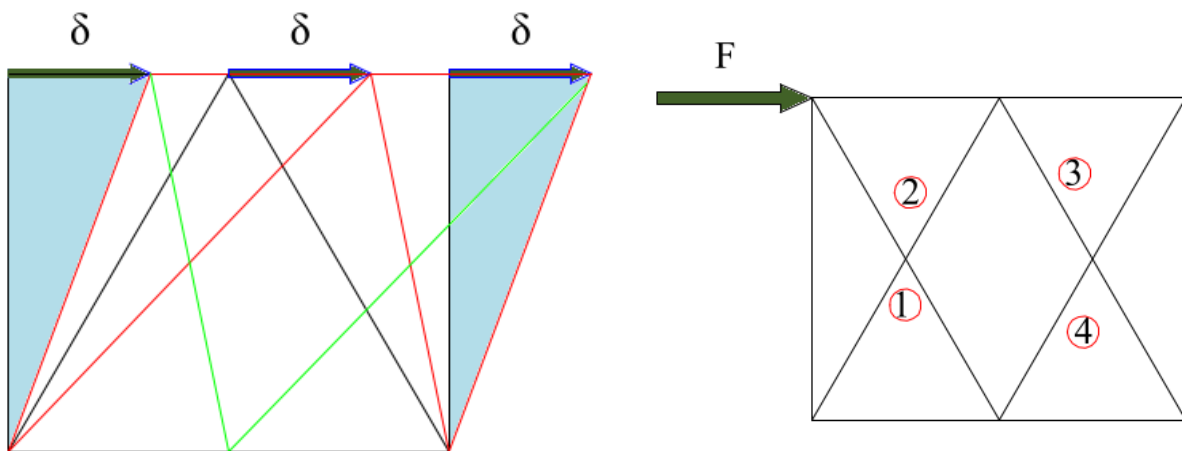
Eseguiamo una ulteriore modellazione reticolare con controventi eccentrici



Nella precedente modellazione vi erano 4 aste diagonali con spostamenti dimezzati, per questo schema reticolare a parità di spostamento si modifica il solo angolo di inclinazione

$$\alpha = \arctg(6/3.5) = 59,73^\circ \quad \text{lunghezza diagonale } d = 694 \text{ cm}$$

Una ulteriore modellazione reticolare



In questa modellazione vi sono due puntoni e due tiranti la sezione corrispondente che uguaglia la rigidezza del pannello pieno è la metà della precedente.

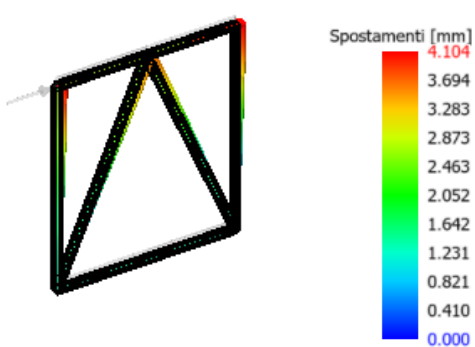
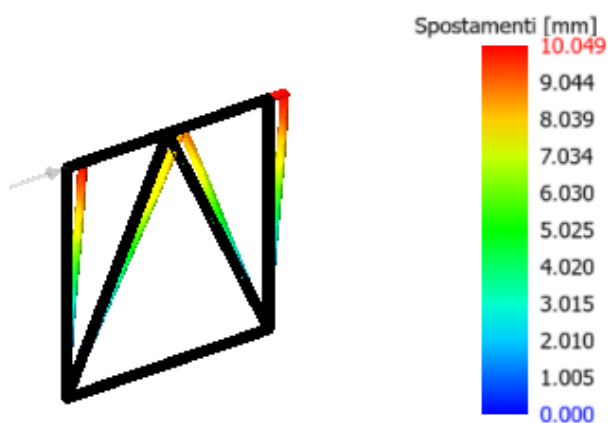
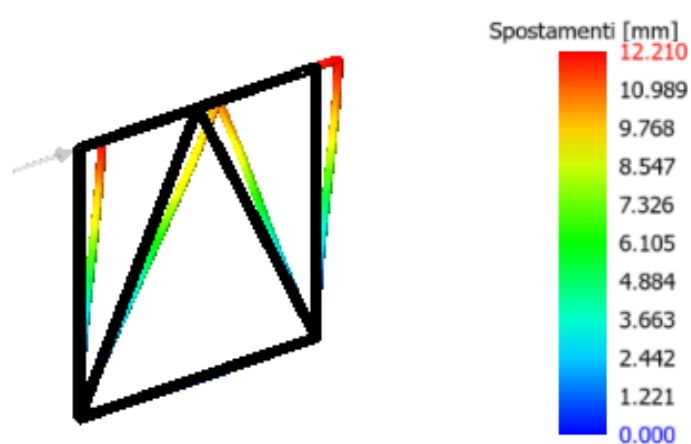
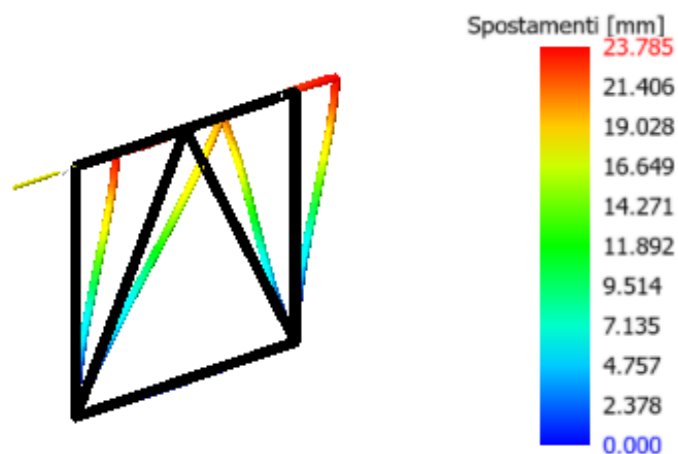
Le sezioni corrispondenti delle aste acciaio

$$D = 20 \text{ cm} \quad s = 5 \text{ mm}$$

$$D = 20 \text{ cm} \quad s = 1 \text{ cm}$$

$$D = 22 \text{ cm} \quad s = 2 \text{ cm}$$

$$D = 30 \text{ cm} \quad s = 2 \text{ cm}$$



Per la schematizzazione reticolare con 4 diagonali utilizziamo le stesse sezioni con diametro e spessore dimezzati

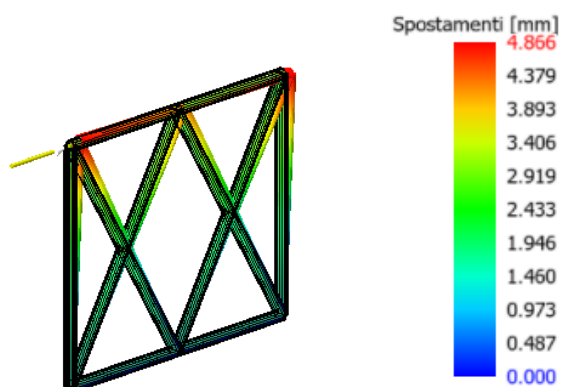
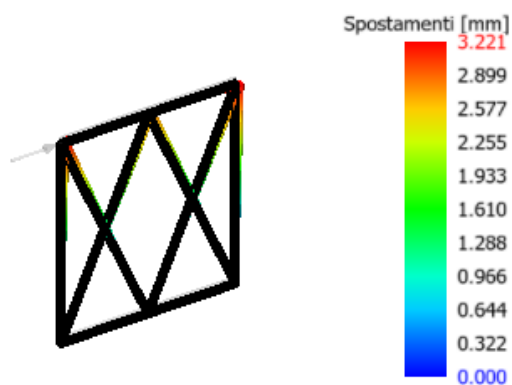
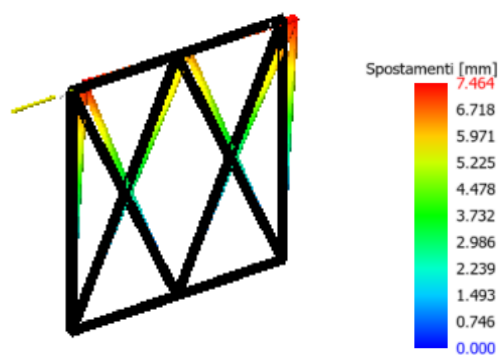
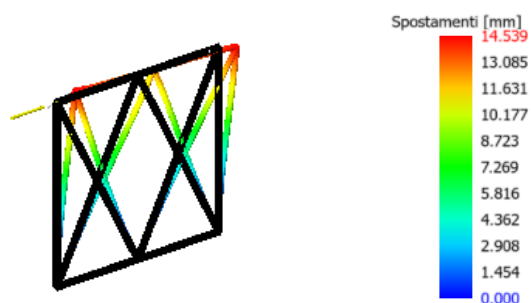
$D = 10 \text{ cm}$ $s = 2,5 \text{ mm}$

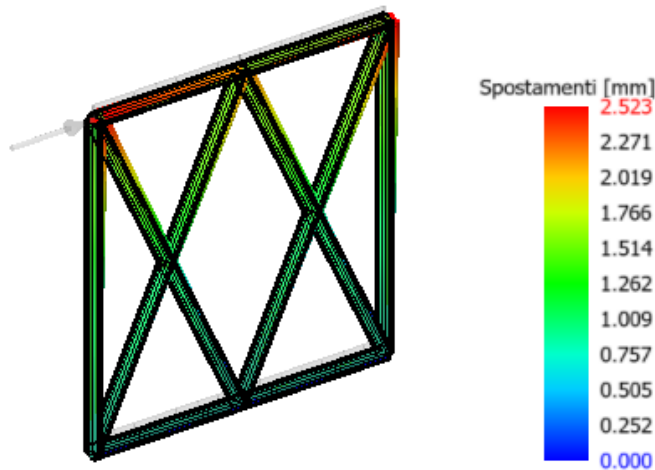
$D = 10 \text{ cm}$ $s = 5 \text{ mm}$

$D = 11 \text{ cm}$ $s = 1 \text{ cm}$

$D = 15 \text{ cm}$ $s = 1 \text{ cm}$

$D = 30 \text{ cm}$ $s = 2 \text{ cm}$



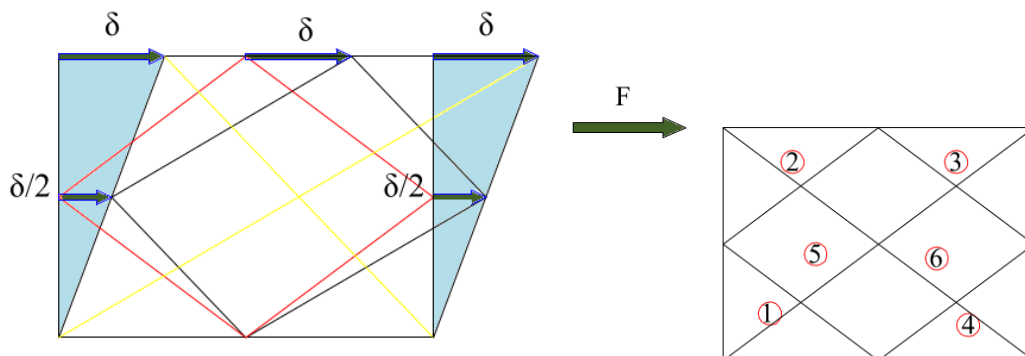


Stesso profilo rigidezza dimezzata $D = 30 \text{ cm}$ $s = 2 \text{ mm}$

$$K = 39635 \text{ daN/mm} = 39.365.000 \text{ daN/m}$$

$$K = 24366 \text{ daN/mm} = 24.366.000 \text{ daN/m}$$

Una ulteriore schematizzazione reticolare



$$D = 10 \text{ cm} \quad s = 2,5 \text{ mm}$$

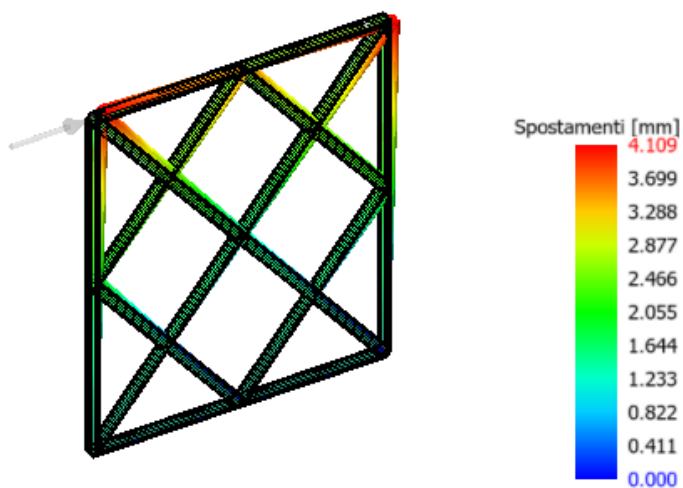
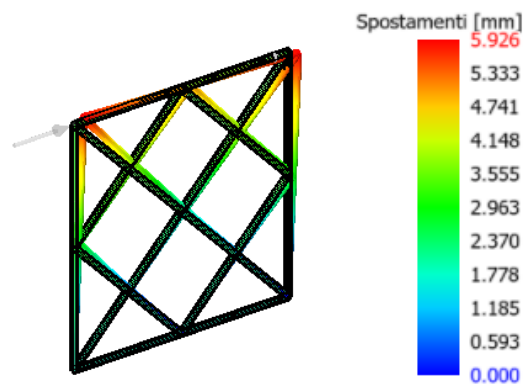
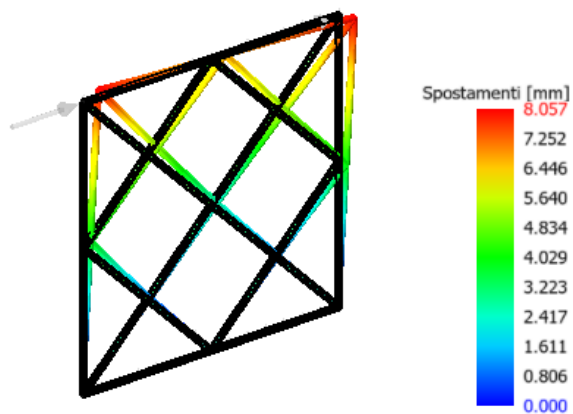
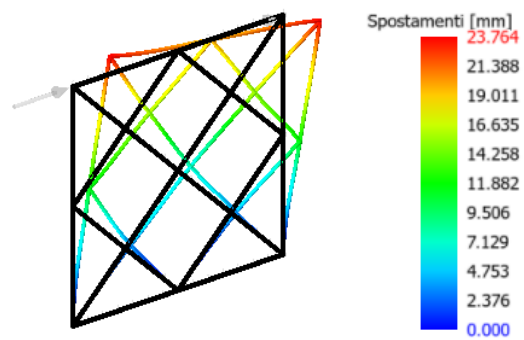
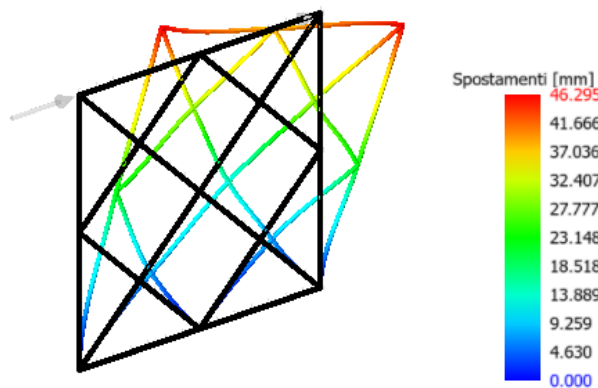
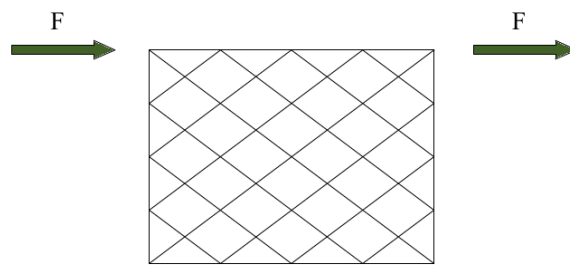
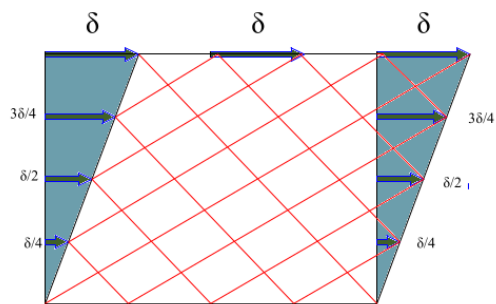
$$D = 10 \text{ cm} \quad s = 5 \text{ mm}$$

$$D = 15 \text{ cm} \quad s = 1 \text{ mm}$$

$$D = 20 \text{ cm} \quad s = 10 \text{ mm}$$

$$D = 24 \text{ cm} \quad s = 12 \text{ mm}$$

Le dimensioni delle aste precedenti sono esorbitanti ma sono state adeguate alla rigidità del pannello $B = 700 \text{ cm}$ $H = 600 \text{ cm}$ $t = 20 \text{ cm}$ in calcestruzzo ; E' evidente che tale modellazione va adattata alla struttura scatolare reticolare da realizzare ai carichi che la sollecitano si è voluto trovare esclusivamente il meccanismo reticolare dal funzionamento in termini di rigidità e design migliore . Ovviamente si possono infittire il numero delle aste diagonali ad esempio 4 per ogni lato ottenendo una vera e propria rete diagonale reticolare. In funzione della forza orizzontale F e stabilita la dimensione dell'asta che a noi ci fa più comodo stabilire il passo p ed il numero delle diagonali variando anche il materiale , alluminio , legno, calcestruzzo , composito.



In Italia i ponti ferroviari esistenti in acciaio hanno quasi tutti la seguente modellazione reticolare , si è voluta studiare una forma alternativa del ponte a galleria reticolare in acciaio , alluminio e in calcestruzzo prefabbricato con aperture.

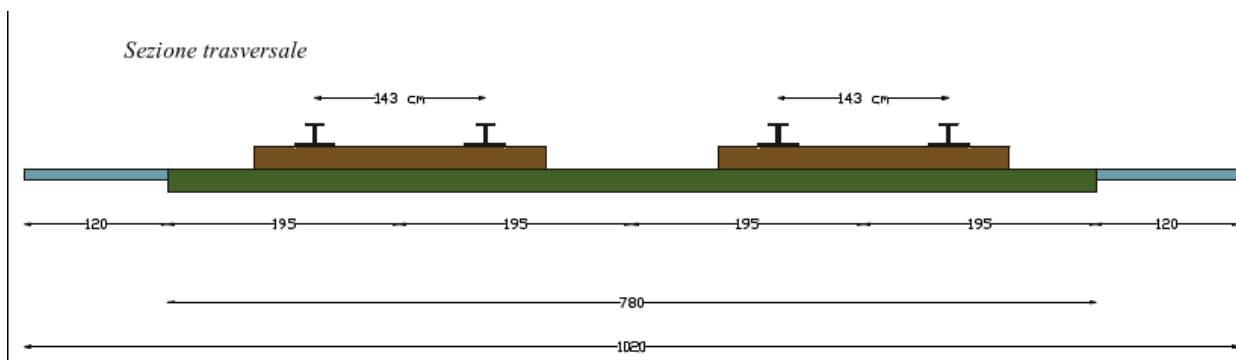


I meccanismi reticolari individuati per simulare il comportamento del pannello bidimensionale verranno estesi anche alle tamponature in laterizio degli edifici in cemento armato un alternativa al puntone diagonale compresso , distribuendolo per la ultima modellazione a tutta la tamponatura

5- I ponti a galleria

Calcoliamo una trave per un ponte ferroviario di luce 70 m vincolata agli estremi con cerniere , per carichi verticali e sisma verticale verificandone freccia e frequenza di oscillazione ; per le azioni orizzontali modifichiamo le condizioni di vincolo con appoggi elastomerici. La sezione del ponte è a galleria scatolare in calcestruzzo con aperture e reticolare in acciaio. Il calcolo viene eseguito con il software iperspace prersonal edition con modellazione FEM plate shell per la sezione di cls .

Sezione trasversale ponte



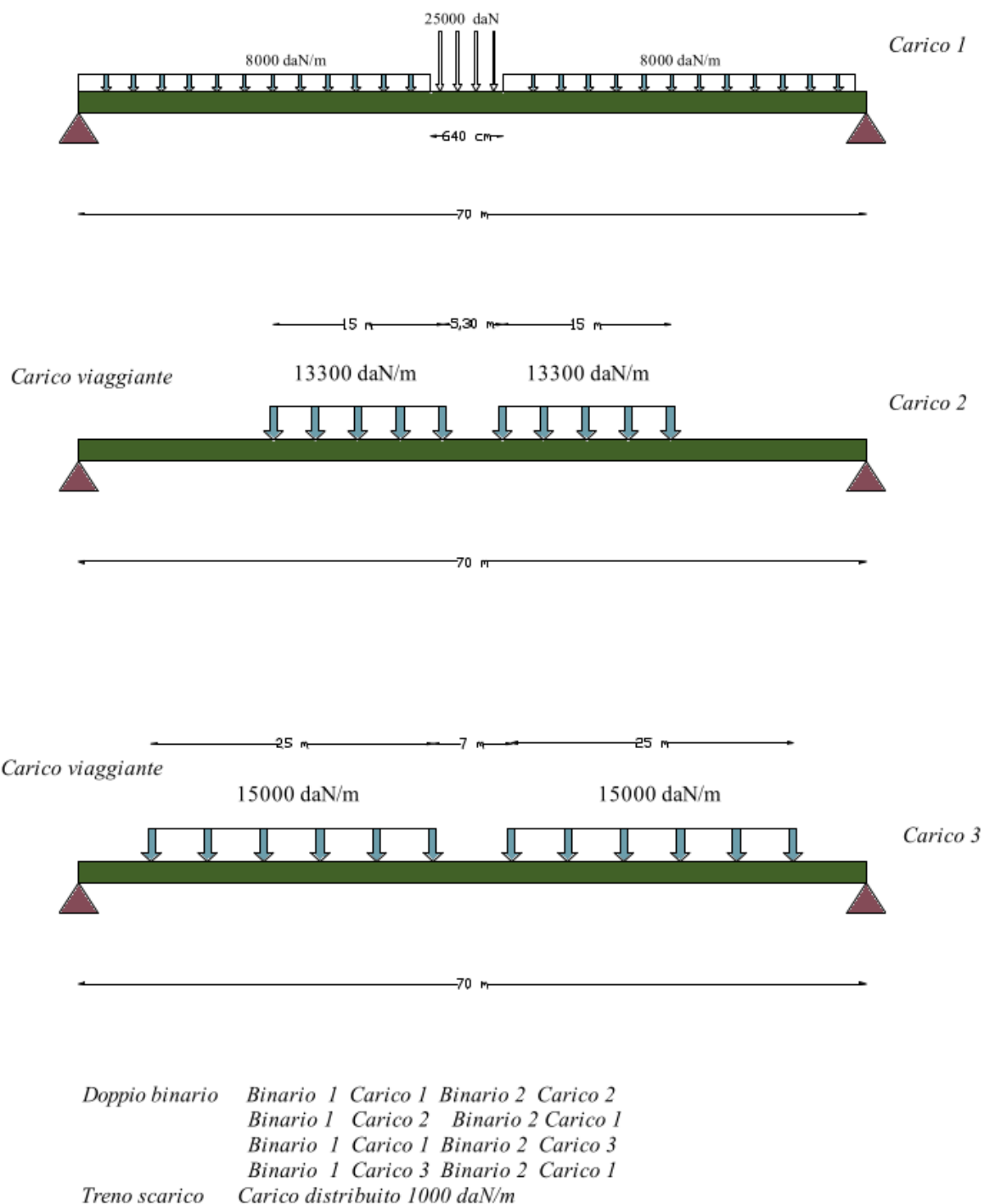
Larghezza sezione 10,20 m

Carichi sul ponte

Il carico viaggiante lo posizioniamo al centro della campata

Carico sullo spazio di ispezione laterale 120 cm folla compatta 100 daN/mq

Il carico permanente dovuto al ballast binari e traversine $Q = 540 \text{ daN/mq}$



Ci limitiamo alle seguenti verifiche :

Stato limite ultimo resistenza

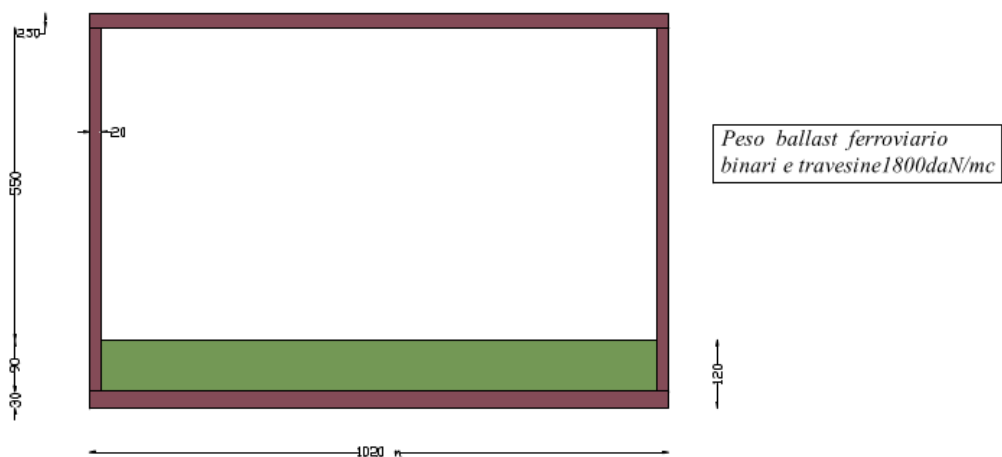
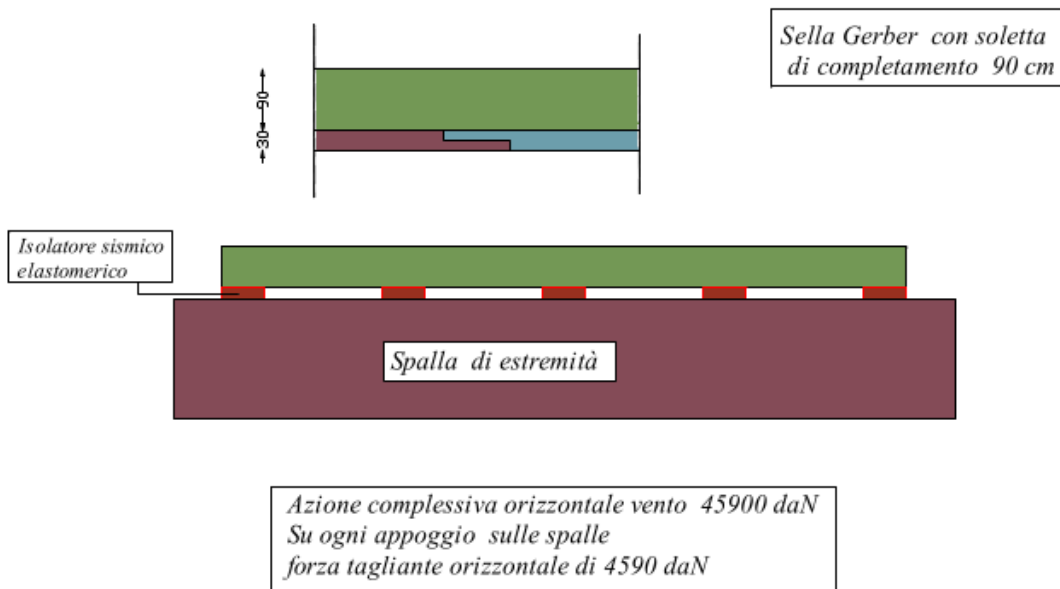
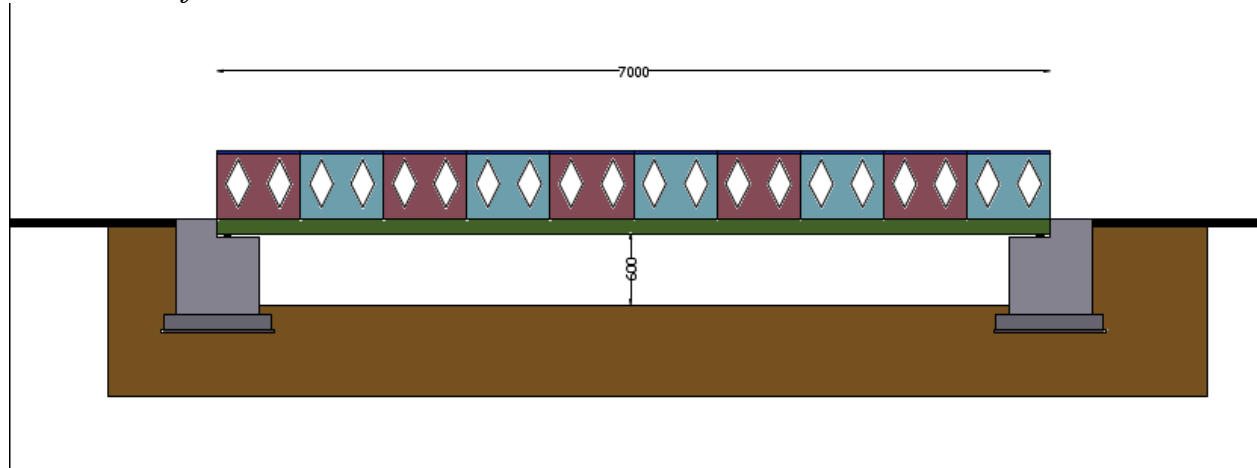
Stato limite di esercizio deformazione freccia; oscillazione frequenza

Azioni sismiche verticali (vincoli cerniera)

Azioni sismiche orizzontali (isolatore elastomerico)

Ponte in calcestruzzo prefabbricato

Modulo Prefabbricato Dimensioni 7,00 x 10,20 x 6,00 m .



I punti deboli del ponte sono rappresentati dalle giunzioni tra gli elementi prefabbricati.

cati , che vanno realizzate con getto di completamento integrazione di armature metalliche al fine di ripristinare la continuità strutturale e trasmettere tutte le sollecitazioni e tensioni: la soluzione migliore è un getto di completamento ovvero un soletto superiore gettato in opera Gli appoggi deformabili isolatori elastomerici ci tutelano anche contro le deformazioni derivanti da variazioni di temperatura le escursioni termiche stagionali vista la lunghezza del ponte 70 m.

La struttura in c.a. è un blocco rigido che oscilla sugli isolatori sismici , nella modellazione FEM ci limitiamo al solo calcolo per carichi verticali senza azioni sismiche orizzontali poi successivamente procediamo al calcolo degli isolatori elastomerici scelta e dimensionamento verifica teniamo conto solo del sisma verticale

Va valutato il comportamento del ponte con treni in transito sollecitato dalle azioni del vento i cui spostamenti orizzontali sono funzione della rigidità degli isolatori elastomerici

Materiali :Calcestruzzo Rck 60/70 Acciaio FEB 450

Peso del modulo prefabbricato circa 128675 daN da sollevare con gru

Modulo elastico 410.000 daN/cm²

La normativa Stati Uniti riporta i seguenti valori limite per la freccia di ponte cemento armato :

Limiting Computed Deflections AASHTO :

Vehicular load, general $L/800$

Vehicular and/or pedestrian loads $L/1000$

Vehicular load on cantilever arms $L/300$

Vehicular and/or pedestrian loads $L/1000$

Per i ponti ferroviari in calcestruzzo rettilinei $f \leq L/300$

Le norme tecniche italiane affermano che le deformazioni ovvero che la freccia deve essere consentite il traffico ferroviario

Le norme Baltiche affermano che per la limitazione della freccia per strutture da ponte in calcestruzzo destinate al traffico ferroviario se il ponte è rettilineo e non in curva si può fare riferimento all'eurocodice 2 sulle strutture in calcestruzzo armato ovvero a quanto stabiliscono le NTC 2018

$f \leq L/250$; per la funzionalità e uso delle strutture

$f \leq L/500$; per il danneggiamento

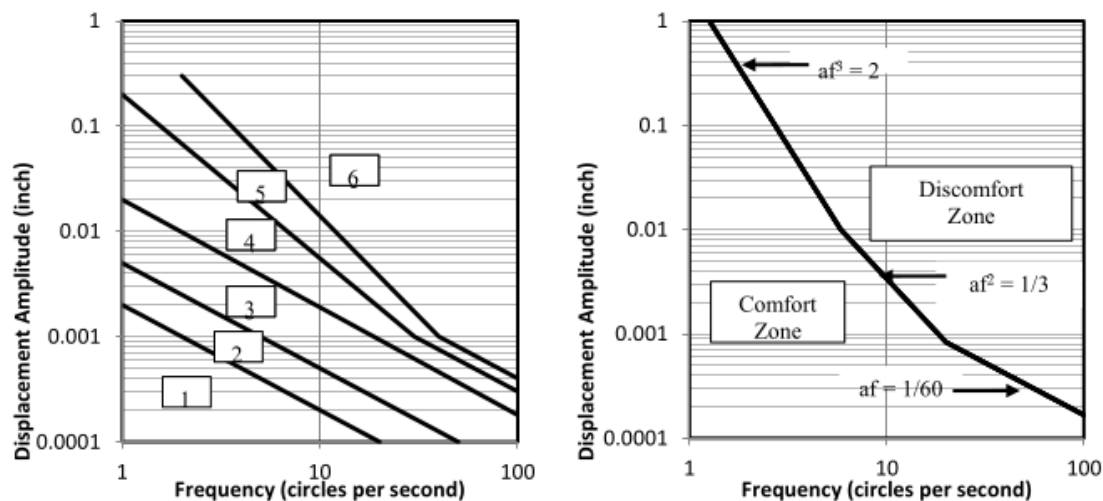
Se il ponte è in curva $f \leq L/1200$;

Le verifiche allo stato limite di vibrazione riguardano il normale esercizio del ponte per quelli stradali il traffico veicolare , vibrazioni eccessive possono turbare la guida di un'auto un autobus , per quelli ferroviari i passeggeri sui treni percepiscono la vibrazione che crea disturbi psicologici e fisiologici , ovviamente ad essa non corrisponde il crollo del ponte ma ne viene limitato l'uso.

Per trave su due appoggi $f = \pi/(2*L^2)*[E*I/m]^{1/2}$

Le norme internazionali danno i seguenti valori limite per le frequenze di vibrazione

Janeway's limits recommendation	Frequency (Hz)
$af^3 = 2$	1 - 6
$af^2 = 1/3$	6 - 20
$af = 1/60$	> 20



L'eurocodice dà delle indicazioni di valori limite per le passerelle pedonali

- 5Hz for vertical vibrations,
- 2.5Hz for horizontal (lateral) and torsional vibrations.

Per i ponti ferroviari la freccia max $f \leq L/600$

La normativa britannica stabiliscono le vibrazioni limite di servizio per i ponti in direzione verticale e orizzontale

frequenza verticale $\geq 5\text{Hz}$; frequenza verticale $\geq 1,5\text{Hz}$;

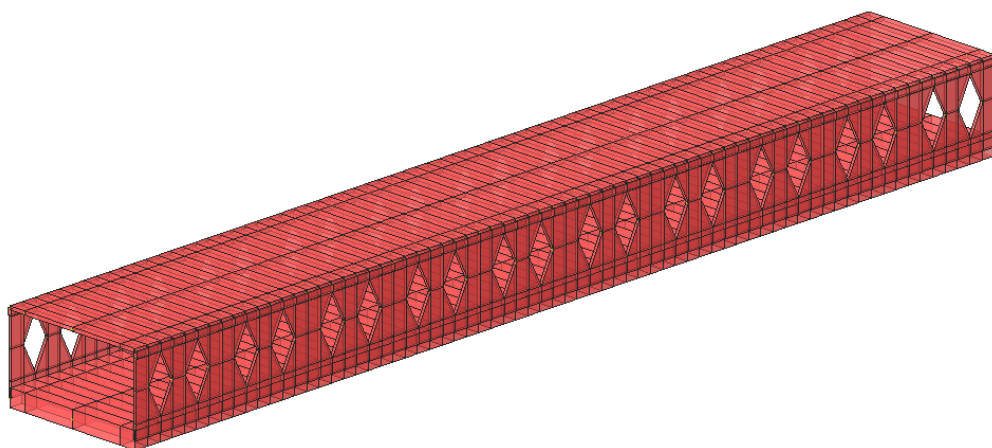
Le norme neozelandesi individuano il valore limite della velocità verticale di oscillazione del ponte $V \leq 0,055 \text{ m/sec}$

$T = 0,46 \text{ sec}$ periodo fondamentale ; frequenza fondamentale $f = 1/T = 2,17 \text{ Hz}$

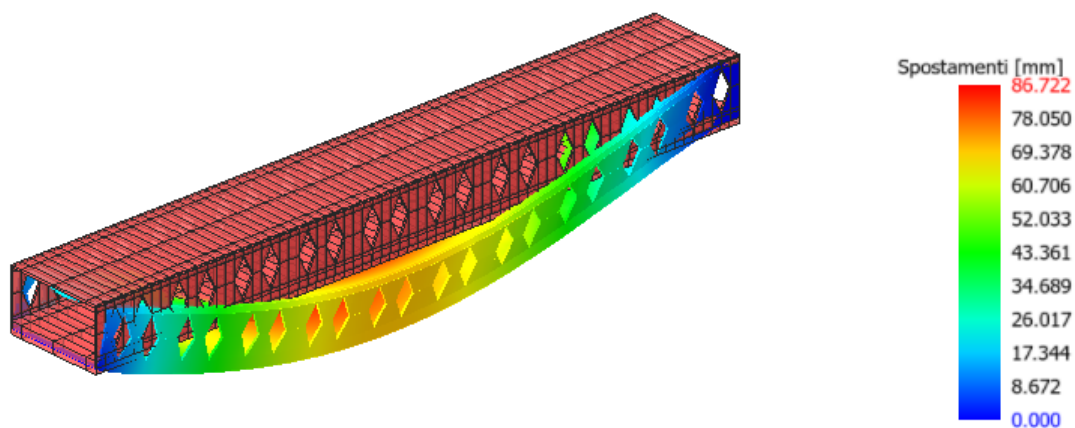
Le NTC 2018 stabiliscono che la freccia deve essere compatibile con il funzionamento del ponte ovvero deve consentire il traffico ferroviario: Per un freccia di 8,7 cm si ha una inclinazione pendenza di 0,025% un angolo di $0,15^\circ$ una pendenza di circa $1/15$ di grado

Modellazione FEM e Calcolo con software iperspace BIM Personal Edition

Riportiamo i risultati relativi alle deformazioni ovvero ai valori massimi della freccia per le varie combinazioni di carico
Modellazione FEM ,

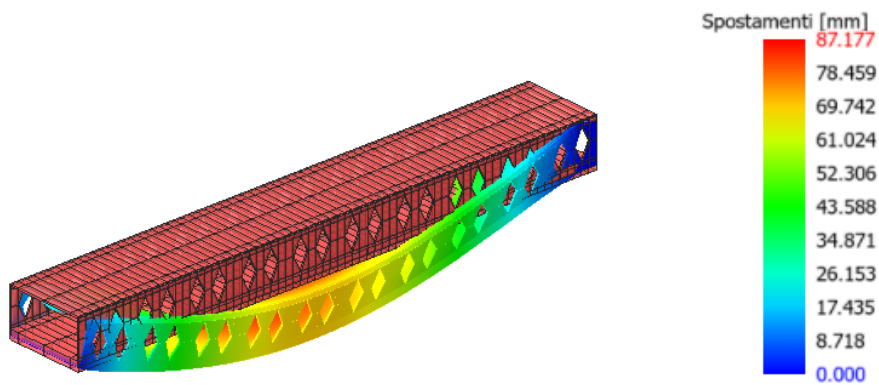


Freccia = 8,67 cm $< L/600 = 11,66 \text{ cm} < L/500 = 14 \text{ cm} < L/300 = 23,32 \text{ cm}$
peso proprio + carichi strutturali permanenti + comb.1



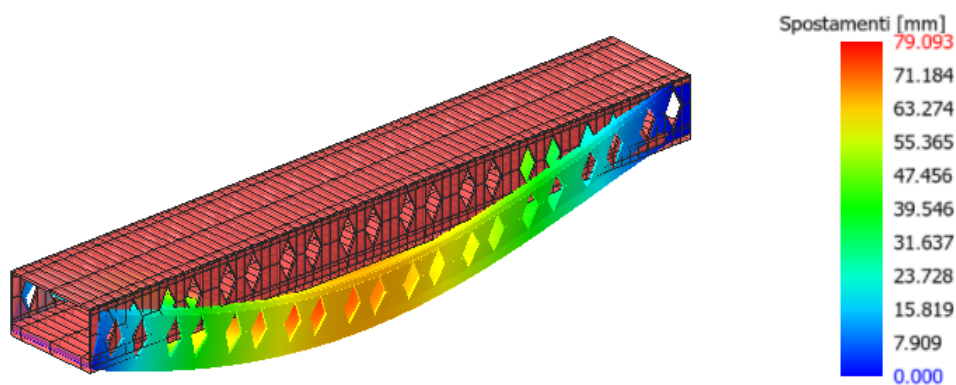
Freccia = 8,71 cm $< L/600 = 11,66 \text{ cm} < L/500 = 14 \text{ cm} < L/300 = 23,32 \text{ cm}$

peso proprio + carichi strutturali permanenti + comb.2



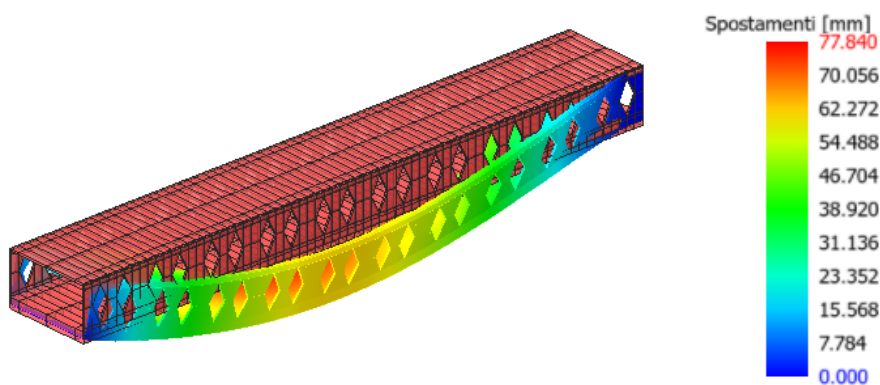
Freccia = 7,9 cm $< L/600 = 11,66 \text{ cm} < L/500 = 14 \text{ cm} < L/300 = 23,32 \text{ cm}$

peso proprio + carichi strutturali permanenti + comb.3



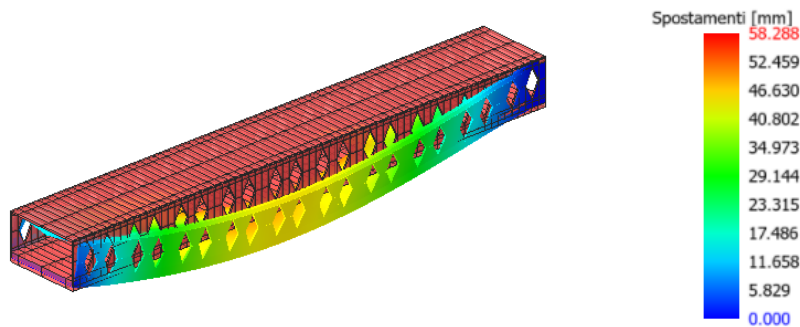
Freccia = 7,78 cm $< L/600 = 11,66 \text{ cm} < L/500 = 14 \text{ cm} < L/300 = 23,32 \text{ cm}$

peso proprio + carichi strutturali permanenti + comb.4

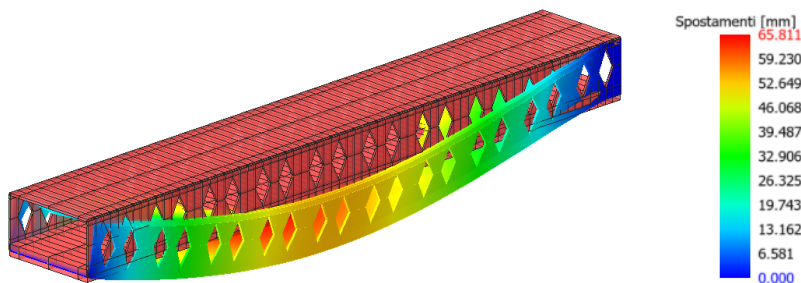


Freccia = 5,82 cm $< L/600 = 11,66 \text{ cm} < L/500 = 14 \text{ cm} < L/300 = 23,32 \text{ cm}$

peso proprio + carichi strutturali permanenti + neve

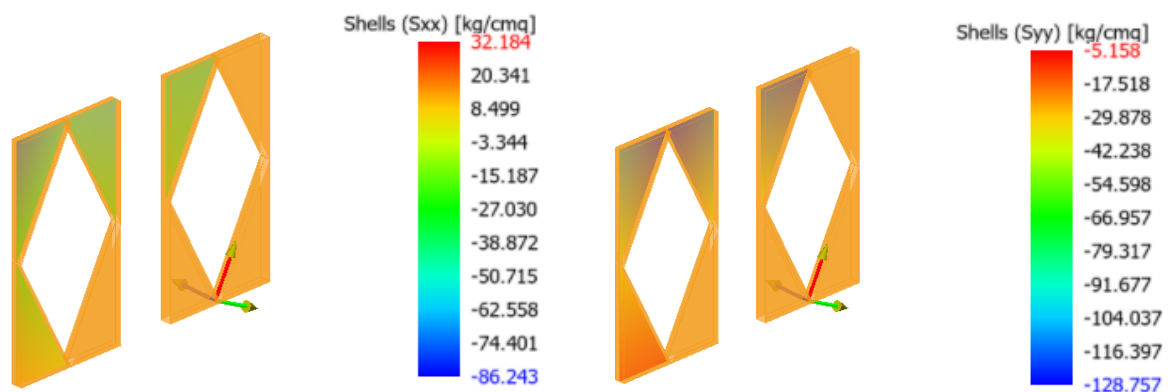


Freccia = 6,58 cm $< L/600 = 11,66 \text{ cm} < L/500 = 14 \text{ cm} < L/300 = 23,32 \text{ cm}$
peso proprio + carichi strutturali permanenti + sisma verticale + comb.



$T = 0,4 \text{ sec}$ periodo fondamentale ; frequenza fondamentale $f = 1/T = 2,5 \text{ Hz}$

I pannelli in calcestruzzo sono tutti verificati gli unici problemi sono rappresentati dai pannelli triangolari poiché i criteri di verifica vanno bene per pannelli rettangolari e non si adattano a forme triangolari, le tensioni non sono neanche eccessive esistono problemi per la distribuzione dei ferri in direzione verticale ed orizzontale . La apertura poteva essere rettangolare quadrata circolare si è scelta quella romboidale poiché rappresenta l'organo genitale femminile



Verifica della sezione a torsione per carico su un solo binario binario.

Si considera il carico più gravoso di 8000 daN/ml distribuito su tutto il ponte cuna eccentricità di 195 cm ala quale corrisponde u carico torcente ovvero coppia distribuita $m = 15.600 \text{ daN/ml}$ per appoggi torsionali alle estremità

$$M = 546000 \text{ daN} \cdot m$$

Le reazioni vincolari dei 5 isolatori forma due coppie di forze uguali e contrarie

$$546000 = R_1 \cdot 5,1 + R_2 \cdot 2,55$$

La ripartizione va eseguita in base alle rigidezza che sono le stesse per ogni isolatore la deformata rigida è a farfalla con centro di rotazione stante la simmetria nel baricentro della sezione dell'impalcato

$$M = (K \cdot 5,1^2 + K \cdot 2,55^2) \cdot \theta \quad \theta = M / (36,7525 \cdot K)$$

$$R_2 = K \cdot 2,55 \cdot \theta = 2,55 \cdot M / (36,7525) = \pm 37888 \text{ daN}$$

$$R_1 = K \cdot 5,1 \cdot \theta = 5,1 \cdot M / (36,7525) = \pm 75776 \text{ daN}$$

La verifica a torsione della sezione sottile chiusa è immediata

$$T_1 \cdot (0,60 + 5,12) + T_2 \cdot 10,30 = M \quad (1)$$

*Il centro di taglio è sull'asse centrale verticale di simmetria ma spostato più in basso
Coincide con il baricentro geometrico della sezione*

$$Y_G = (10,2 \cdot 1,2 \cdot 0,60 + 10,2 \cdot 0,25 \cdot 6,70) / (10,2 \cdot 1,2 + 10,2 \cdot 0,25) = 1,65 \text{ m}$$

$$L'angolo specifico di torsione \theta' = M / (G \cdot I_P) = 3,13 \cdot 10^{-8}$$

$$I_P = (1020 \cdot 120^3 / 12 + 1020 \cdot 120 \cdot (165 - 60)^2 + 1020 \cdot 25 / 12 + 1020 \cdot 25 (565 - 165)^2 + 2 \cdot 20 \cdot 550^3 / 12 + 2 \cdot 20 \cdot 550 \cdot (670 - 165)^2) = 11742801458 \text{ cm}^4$$

$$G = E / (2 \cdot (1 + 0,125)) = 186666 \text{ daN/cm}^2$$

La forza di taglio nei rettangolo il flusso è costante $\tau_1 \cdot t_1 = \tau_2 \cdot t_2 = \tau_3 \cdot t_3 = \tau_4 \cdot t_4$

$$T_1 = \tau_1 \cdot A_1; T_2 = \tau_2 \cdot A_2; T_3 = \tau_3 \cdot A_3; T_4 = \tau_4 \cdot A_4;$$

$$\tau_1 \cdot t_1 / t_2 = \tau_2; \quad \tau_1 \cdot t_1 / t_3 = \tau_3; \quad \tau_1 \cdot t_1 / t_4 = \tau_4;$$

dalla (1) ricaviamo le tensioni tangenziali

Si ipotizza la distribuzione delle tensioni tangenziali costante lungo la sezione al limi-

te plastico e non elastico

$$\tau_1 = M \cdot Y_1 / I_P = 0,76 \text{ daN/cm}^2 \quad \tau_2 = M \cdot Y_2 / I_P = 2,34 \text{ daN/cm}^2$$

$$Y_1 = 105 \text{ cm} \quad Y_2 = 505 \text{ cm} \quad Y_3 = 510 \text{ cm} \quad Y_4 = 510 \text{ cm}$$

$$\tau_3 = M \cdot Y_3 / I_P = 2,36 \text{ daN/cm}^2 \quad \tau_4 = M \cdot Y_4 / I_P = 2,36 \text{ daN/cm}^2$$

L'eurocode 2 riporta i valori ammissibili per le tensioni tangenziali

Prospetto 4.8 - Valori di τ_{Rd} (N/mm²) con $\gamma_c = 1,5$ (I : 1,5 o 1,6) per diverse resistenze del calcestruzzo

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1.5$	τ_{Rd}	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48
$\gamma_c = 1.6$	τ_{Rd}	0.17	0.21	0.24	0.28	0.32	0.35	0.38	0.41	0.45

Nota: Il prospetto riporta i valori incasellati proposti per l'Italia; la prima riga (da utilizzare per strutture in cemento armato precompresso) coincide con quella europea, i valori della seconda riga sono da utilizzare per strutture in cemento armato ordinario.

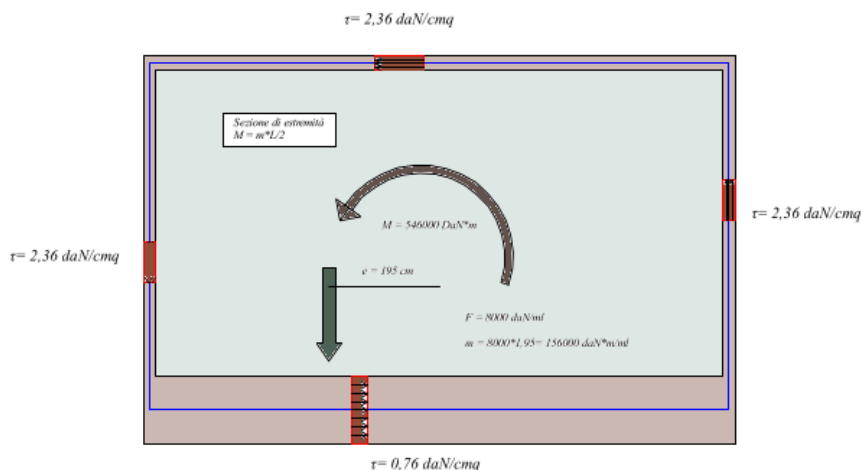
Per calcestruzzi ad alta resistenza C60/70

Tabella 4

Valori di $V_{ed}/b d$
per $\square=1/100$.

f_{ck} (N/mm ²)	d=200 (mm)	250	300	350	400
50	0,8841	0,8373	0,8030	0,7762	0,7548
60	0,9207	0,8720	0,8363	0,8083	0,7680
70	0,9482	0,8980	0,8613	0,8324	0,8095
80	0,9719	0,9205	0,8828	0,8532	0,8298
90	0,9893	0,9369	0,8986	0,8685	0,8446
100	1,0000	0,9741	0,9083	0,8779	0,8538

$$\tau_i \leq \tau_{am} = 8,9 \text{ daN/cm}^2 \quad i = 1, 2, 3, 4$$



Calcolo isolatori sismici di appoggio

Azione complessiva del vento 45900 daN

Azione sismica orizzontale totale $F = S_d(T) * W$

$$W = G_K + G_{PK} + 0,2 * Q_K = 3479450 \text{ Kg}$$

$$G_K \text{ peso proprio } 2588250 + 305000 = 2893250 \text{ daN}$$

$$G_K \text{ ballast + fotovoltaico } = 327600 + 6840 = 334440 \text{ daN}$$

$$Q_K \text{ carico max treno } 1258800 \text{ daN}$$

$$T = 2 * \pi / \omega ; \omega = \sqrt{(K/W)} ; K \text{ rigidezza isolatori sismici}$$

Fotovoltaico 360 pannelli superficie 540 mq superficie ponte 714 mq
Comune Castel di Sangro

Parametri di pericolosità sismica			
	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.76281872	2.36183821	0.28000000
SLD	1.00236806	2.33241531	0.28303510
SLV	2.63146244	2.31480297	0.35000000
SLC	3.36711969	2.35631747	0.37000000

Le formule che definiscono lo spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * [T/T_B + 1/(\eta * Fo) * (1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo \quad \text{tratto orizzontale}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C * T_D / T^2)$$

$$S_d(t) = Se(T)/q \quad q = 1,5 \text{ per spalle da ponte}$$

$$Ag = 2,63 \text{ m/sec}^2 \quad Fo = 2,31 ; \eta = 0,92 ; S = 1,30$$

$$T = 4 \text{ sec} \quad \omega = 1,57 \quad K = 8576496 \text{ kg*sec}^2 = 1 \text{ N*1m/sec}^2 = 857649, \text{ daN*m}$$

$$K = 8576,5 \text{ KN*m} \text{ la rigidezza orizzontale di ogni isolatore sismico } 857,65 \text{ KN*m}$$

$$Sd(T) = Se(T)/q = 2,63 * 1,3 * 0,92 * 2,31 * (2,63 * 0,4749/4) / 1,5 = 1,51 \text{ m/sec}^2$$

$$\text{Azione sismica globale } F = 3479450 * 1,51 = 525396 \text{ daN}$$

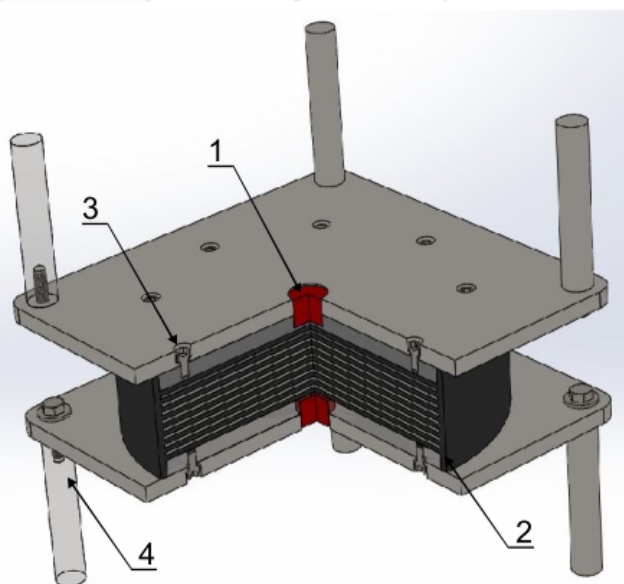
$$\text{La forza sismica orizzontale su ogni isolatore sismico } F_I = 52539 \text{ daN}$$

$$K = 0,85765 \text{ KN*mm} \quad \text{Max spostamento } \pm 100 \text{ mm}$$

DISPOSITIVO	Fzd KN	Ned KN	Kb KN/mm	Kv KN/mm	Tq mm	Dg mm	Htot mm	Lpc mm
Tec IG 300/52 H	2700	950	1,9	1333	52	300	136	350
Tec IG 350/52 H	3600	2200	2,69	1826	50	350	137	400
Tec IG 400/50 H	4700	3200	3,52	2735	50	400	137	450
Tec IG 450/54 H	7550	5500	4,12	3090	54	450	156	500
Tec IG 500/54 H	9400	7100	5,09	4202	54	500	166	550
Tec IG 550/56 H	9900	7700	5,94	4735	56	550	164	600
Tec IG 600/56 H	10500	8200	7,07	5473	56	600	170	650
Tec IG 650/54 H	11000	8800	8,6	6499	54	650	174	700
Tec IG 700/60 H	11500	10000	8,98	6641	60	700	180	750
Tec IG 750/60 H	12500	10500	10,31	8139	60	750	190	800
Tec IG 800/60 H	15000	13000	11,73	9798	60	800	190	850
Tec IG 850/60 H	19000	15000	13,24	11616	60	850	190	900
Tec IG 900/60 H	22000	18500	14,84	11872	60	900	200	950
Tec IG 1000/70 H	23000	20000	15,71	12131	70	1000	210	1050

LEGENDA

Fzd (KN)	Carico verticale massimo allo SLU in assenza di sisma
Ned (KN)	Carico verticale agente sull'isolatore in presenza di Sisma (SLC)
Kb (KN/mm)	Rigidezza orizzontale
Kv (KN/mm)	Rigidezza verticale
Tq (mm)	Spessore totale strati in gomma
Dg (mm)	Diametro isolatore
Htot (mm)	Altezza totale incluse piastre di collegamento
Lpc (mm)	Lato piastra di collegamento



Isolatore Tec IG 850/60H

Tec IG 800/60 H	15000	13000	11,73	9798	60	800	190	850
Tec IG 850/60 H	19000	15000	13,24	11616	60	850	190	900
Tec IG 900/60 H	22000	18500	14,84	11872	60	900	200	950
Tec IG 1000/70 H	23000	20000	15,71	12131	70	1000	210	1050

Verifica isolatori sismici

Spostamento orizzontale vento $\Delta_{VO} = 459 / (10 * 14,84) = 3 \text{ mm}$

Spostamento per azioni sismiche $\Delta_{SO} = 5253,96 / (10 * 14,84) = 3,7 \text{ cm}$

Ogni isolatore è sollecitato da una forza orizzontale e una verticale

Vento $F_o = 4590 \text{ daN}$ $F_v = 448649 \text{ daN}$

Sisma $F_x = 52539,6 \text{ daN}$ $F_y = 52539,6 \text{ daN}$ $F_v = 347945 \text{ daN}$

La combinazione delle azioni sismiche

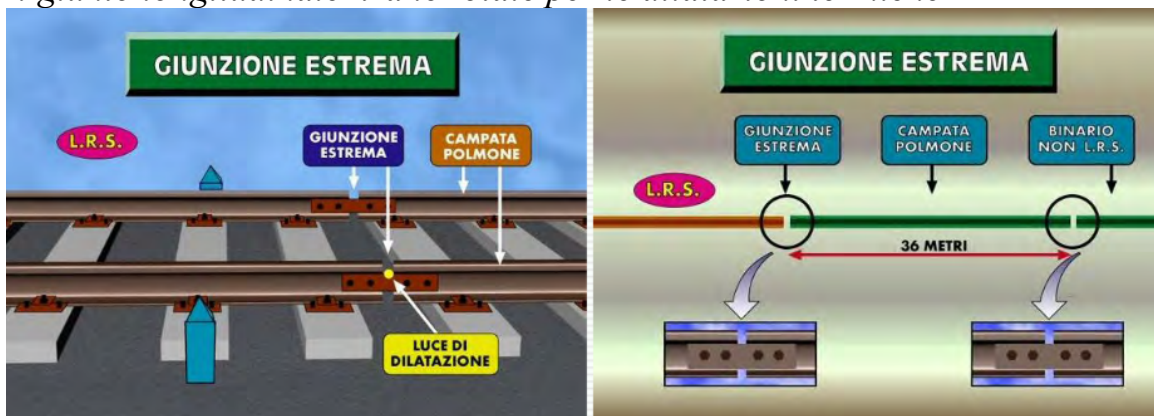
$E_x + 0,3 * E_y$ la spostamento nelle due direzioni $\Delta_{SOX} = 3,7 \text{ cm}$ $\Delta_{SOY} = 1,11 \text{ cm}$

Lo spostamento $\Delta_S = \sqrt{(\Delta_{SOX}^2 + \Delta_{SOY}^2)} = 3,86 \text{ cm} < 85 \text{ cm}$

$F_o = [52539,6^2 + (0,3 * 52539,6)^2]^{1/2} = 54852 \text{ daN}$

È evidente che non si considera la contemporaneità del transito del treno sul ponte quando vi è un evento sismico, è una ipotesi remota sono 70 m che il convoglio ferroviario con una velocità di 200 km/h percorre in circa $t = 1,26 \text{ sec}$. La durata media di un evento sismico circa 30 sec, la durata minima 15-20 sec quella max 1 minuto. Si deve tener conto della lunghezza del convoglio ferroviario e dei tempi necessario per il suo transito nel ponte di conseguenza lo spostamento, la **Freccia Rossa** ha una lunghezza di 202 m per una velocità di 200 km/h il treno impegna il ponte circa 4,89 sec. Lo spostamento di 3,86 cm può creare problemi ai binari alle rotaie alle estremità del ponte dove vano inseriti dei giunti sismici trasversali; i binari hanno dei giunti di dilatazione conseguenza si della dimensione delle rotaie che per consentire le dilatazione delle stesse per effetto delle variazioni di temperature, sono inseriti nella stessa tecnica costruttiva e di posa opera delle traversine ferroviarie non più in legno ma in cls e delle rotaie.

Il giunto longitudinale tra le rotaie per le dilatazioni termiche



Va studiato un giunto trasversale tra i binari che consenta lo spostamento nelle due direzioni durante un evento sismico ed il transito del convoglio senza deragliamento. Al fine di evitare il deragliamento vi deve essere continuità nei binari, e nello stesso tempo la oscillazione del ponte deve essere consentita; a dovrebbe essere utilizzato un sistema analogo a quello degli scambi di binario con sovrapposizione delle rotaie senza variare lo scartamento, soluzione che RFI ha già utilizzato per altre ponti ferroviari su isolatori sismici. Se il ponte lo vincoliamo con cerniere fisse il periodo diminuisce, la rigidezza è quella globale del telaio composto delle spalle e della galleria superiore e le forze sismiche sono molto più alte siamo nel tratto orizzontale dello spettro di risposta circa 3 volte più grandi.

$$S_d(T) = S_e(T)/q = 1,51 \text{ m/sec}^2 \quad S_d(T) = S_e(T)/q = 4,84 \text{ m/sec}^2$$

Per lo stato limite di collasso

$$\text{Lo spostamento } \Delta_S = \sqrt{(\Delta_{SOX}^2 + \Delta_{SOY}^2)} = 4,94 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Verifica dell' isolatore sismico elastomerico

Le verifiche da eseguire riguardano le deformazioni dovute alla forza di taglio e allo sforzo normale

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_a \leq \gamma_{tmax} = 5 \quad \gamma_s \leq \gamma_{s,max} \quad \text{dove } \gamma_{s,max} = 2\gamma^*/3 \leq 2$$

γ_s deformazione per azioni sismiche

$$\tau_v = 1,5 * V / (S_l * A_r) \quad \tau/G \quad \gamma_c = 1,5 * V / (S_l * G_{DIN} * A_r) \quad \text{compressione}$$

$$A = \pi * D_e^2 / 4 ; \quad A = \pi * (D_e^2 - d^2) / 4 ; \quad S_l = A' / L = D / (4 * t_i)$$

per la deformazione dovuta alla flessione ovvero la tensione tangenziale

$$\tau_a = 3/8 * G * D^2 (t_e * h_g) * t_g \alpha = 3G * D^2 / (4 * t_e * t_i) * \alpha \quad \gamma_a = (3 * \alpha * D^2 / 4) / (2 * t_i * t_e)$$

$$\text{La verifica di instabilità } V \leq V_{cr}/2 \quad \text{con } V_{cr} = G * A_r * S_l * D / t_e$$

prodotto della rigidezza per lo spostamento max

$$\text{La tensione negli inserti} \quad \sigma_v = 1,3 * V * (t_i + t_s) / (A_r * t_s) \leq f_{yk}$$

si effettua una ripartizione in funzione della deformazione della lamina e delle due piastre estreme

$$\text{La rigidezza equivalente} \quad K = V/d \quad K_e = G_{DIN} * A * \gamma / d = G_{DIN} * A / t_e \quad \gamma = d / t_e$$

Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi = W_d/(2*\pi *F*d)$

Il modulo dinamico di taglio $G_{DIN} = F*t_e/(A*d)$

$$3,5 \text{ daN/cm}^2 \leq G_{DIN} \leq 14 \text{ daN/cm}^2$$

Caratteristiche isolatore

Diametro esterno $D_e = 850 \text{ mm}$

Altezza totale lamine e strati di elastomero $H = 190 \text{ mm}$

Spessore totale strati di gomma $T_C = 60 \text{ mm}$

Numero strati di gomma $n = 6$ Spessore $t_i = 10 \text{ mm}$

Numero lamine di acciaio $n = 7$ Spessore $t_l = 18.5 \text{ mm}$

Perno resistente a taglio per trasmettere le azioni sismiche $\phi = 30 \text{ mm}$

Area $A_R = \pi*(D_e^2 - d^2)/4 = 5281 \text{ cm}^2$

$S_I = D/(4*t_i) = 21,25$

Caratteristica	Mescola morbida	Mescola media	Mescola dura
Modulo elastico tangenziale "Gdin"	0.4 MPa	0.8 MPa	1.4 MPa
Coefficiente di smorzamento "S"	15%	15%	15%

Forze su isolatore sismico

$$F_o = 54852 \text{ daN}; \quad F_v = 347945 \text{ daN}$$

$$\tau_s = 1,5*F_o/(A_r) = 15.58 \text{ daN/cm}^2 \quad G_{DIN} = 8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_c = 1,5*F_v/(S_I*A_r) = 4.65 \text{ daN/cm}^2 \quad \tau/G \quad \gamma_c = 1,5*F_v/(S_I*G_{DIN}*A_r) = 0,58$$

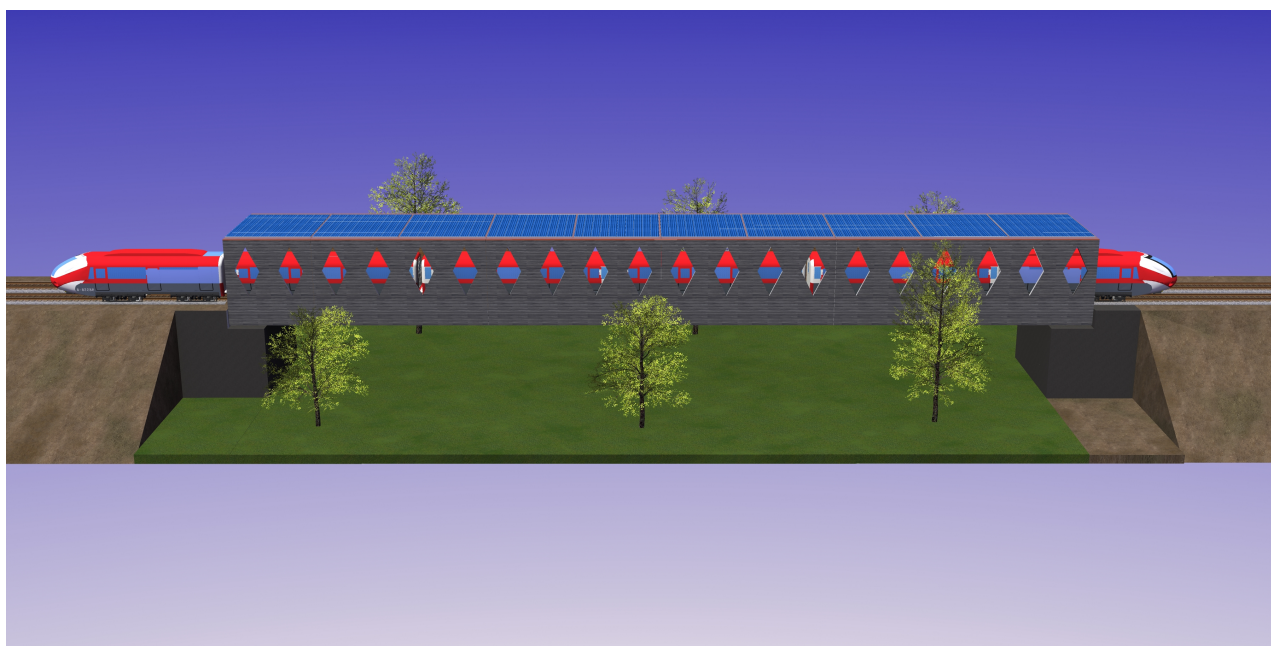
$$\text{la deformazione } \tau/G \quad \gamma_s = 1.94$$

$$\text{La tensione negli inserti } \sigma_v = 1,3*F_v*(t_l + t_s)/(A_r*t_s) = 14,20 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{yk}$$

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_a = 1.94 + 0.58 = 2.52 \leq \gamma_{max} = 5 \quad \text{verificato}$$

Gli isolatori sono sovradimensionati ma deve essere limitato lo spostamento orizzontale poichè in occasione di un evento sismico e il contemporaneo transito di un convoglio ferroviario probabilità molto ridotta può verificarsi un disastro.

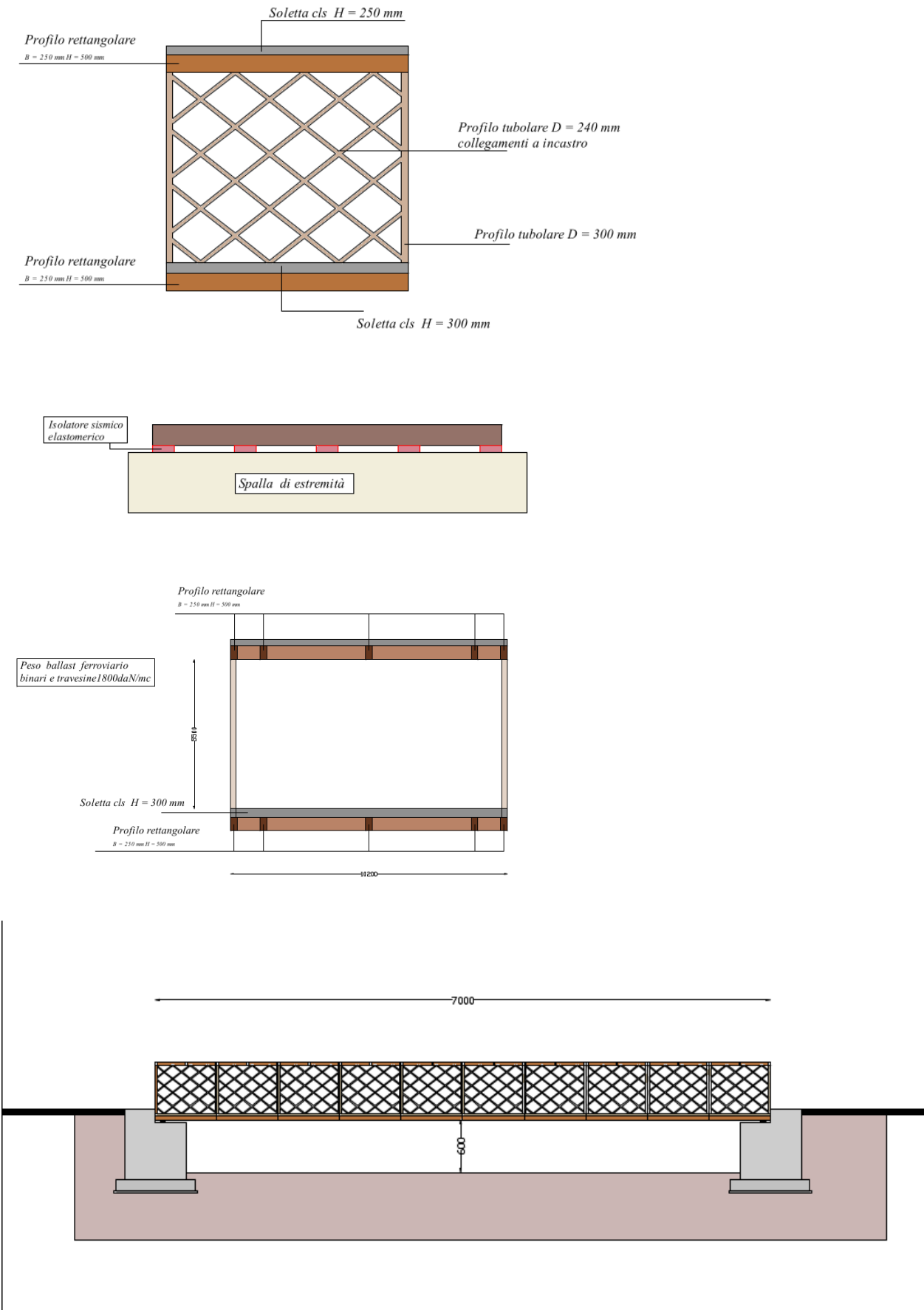
Ai ponti ferroviari come a tutte le strutture da ponte viadotti stradali e autostradali si obietta il danno ambientale ovvero l'impatto dovuto alle pile da ponte di notevole altezza agli impalcati in cemento armati a cassone o con travi precomprese. I ponti ferroviari di nuova costruzione vengono realizzati prevalentemente in acciaio ad essi si obietta il design del ponte molto spesso con capriate in ferro in forma arcuata o rettangolare con profili in acciaio molto grandi. Il ponte oggetto di studio è prefabbricato, la sezione trasversale ha dimensioni 10,20 m x 7,00 m, crea impatto non solo ambientale ma anche urbano che viene mitigato con design, l'impianto fotovoltaico per una superficie di 630 mq per una potenza di picco 139 Kwp, in grado di produrre in un anno circa 158000 Kwp (Castel di Sangro) il rivestimento esterno che può essere realizzato anche in fibrocemento ecologico, in legno o finto legno, pietra, mattoncini, calcestruzzo colorato, piastrelle moderne, rivestimento metallico ect la scelta spetta al progettista e a RFI, ma la cosa più singolare è che richiama le gallerie della ferrovia dei parchi Castel di Sangro Sulmona, nel tratto tra Palena, Campo di Giove e Cansano (parco della Maiella) dove vi è una galleria in pietra seminterrotta ovvero su un pendio che sul lato sinistra presenta delle aperture dalle quali entra la luce del sole. Riportiamo la immagine di un rendering del ponte oggetto di studio



In questa immagine si è voluto evidenziare la riduzione dell'impatto ambientale, ovviamente lo si può utilizzare per sovrappassi ferroviari autostradali, cavalcavia, attraversamento di fiumi torrenti ect tutte quelle situazioni topografiche e di altimetria del terreno che richiedono la costruzione di ponte per la continuità di un tracciato ferroviario; la scelta dei materiali di rivestimento sarà funzione del contesto urbano e ambientale nel quale il ponte è inserito, per un sovrappasso autostradale si utilizzeranno rivestimenti moderni, metallici, fibrocemento, cemento bianco, colorato ect, in montagna richiamando i ponti ferroviari in muratura pannelli finti in cotto, terra cruda o in pietra ect le soluzioni sono numerose.

Ponte in acciaio

Progettiamo la stessa struttura da ponte utilizzando una modellazione reticolare con lo stesso modulo prefabbricato in acciaio come in figura .

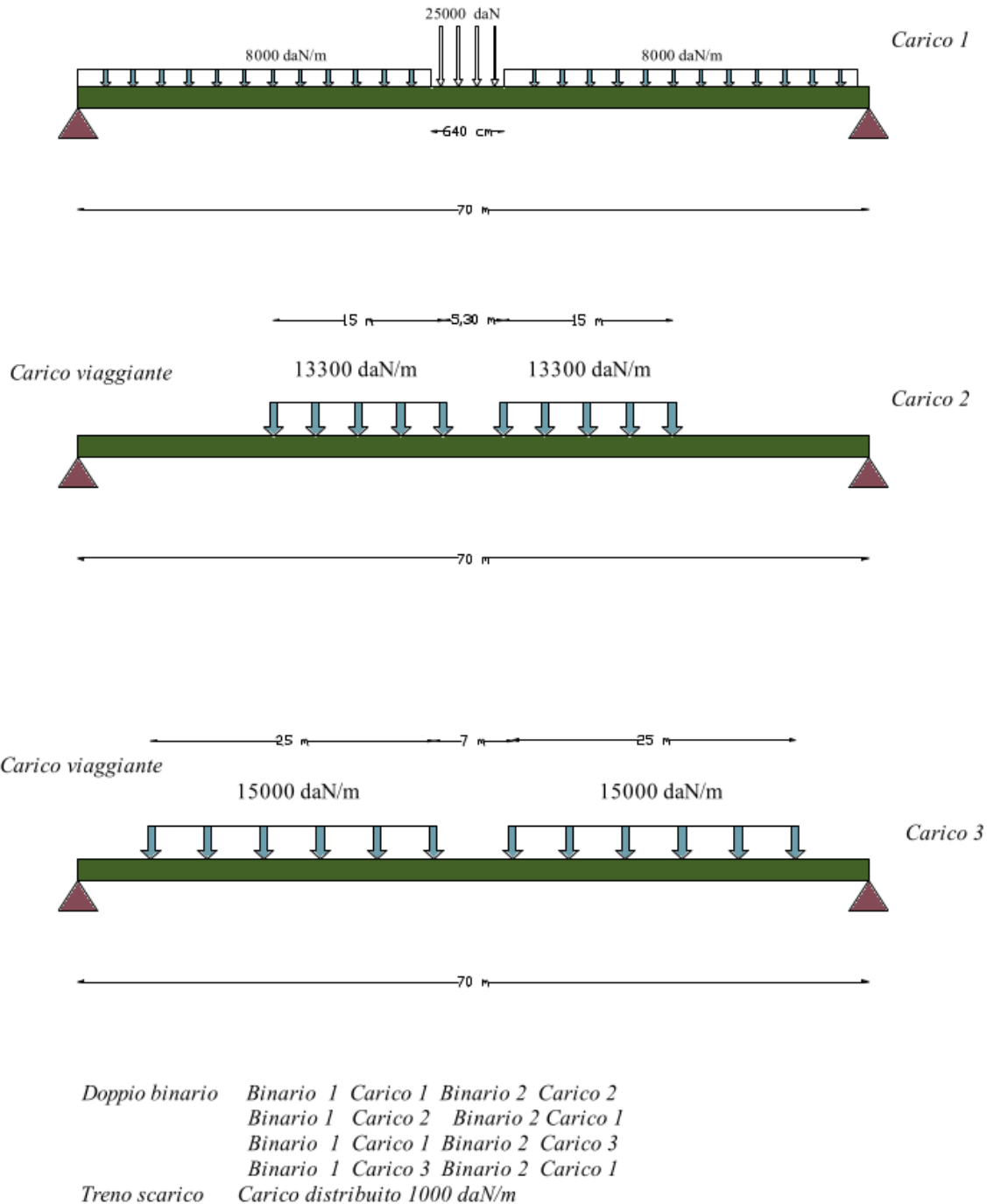


Carichi sul ponte

Il carico viaggiante lo posizioniamo al centro della campata

Carico sullo spazio di ispezione laterale 120 cm folla compatta 100 daN/mq

Il carico permanente dovuto al ballast binari e traversine $Q = 540 \text{ daN/mq}$



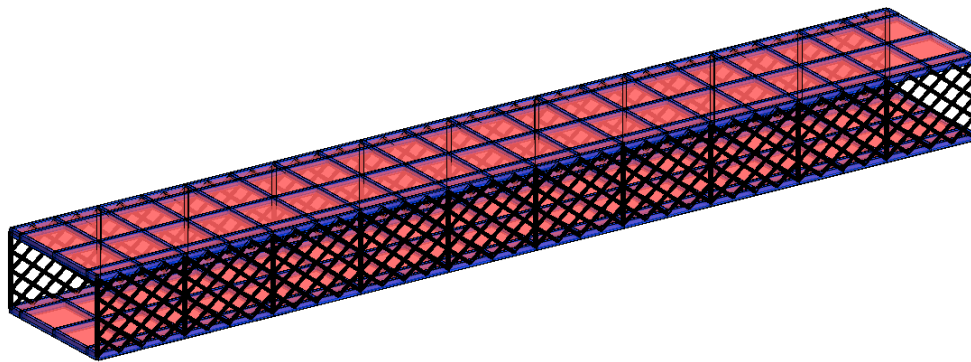
Ci limitiamo alle seguenti verifiche:

- Stato limite ultimo resistenza
- Stato limite di esercizio deformazione freccia; oscillazione frequenza
- Azioni sismiche verticali (vincoli cerniera)
- Azioni sismiche orizzontali (isolatore elastomerico)

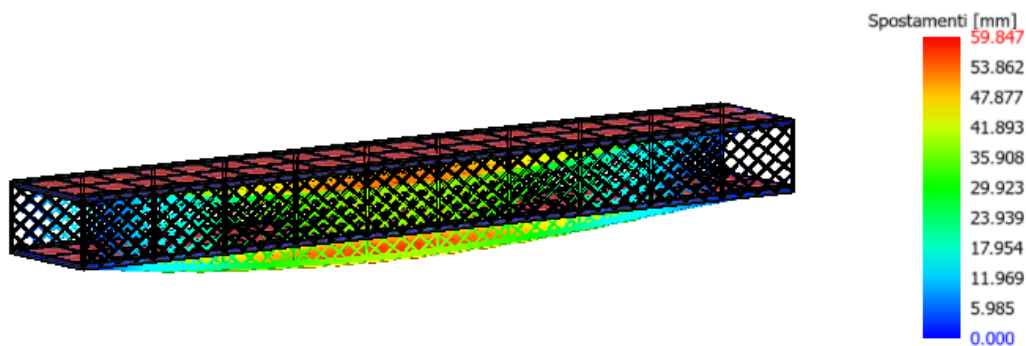
Modellazione FEM del ponte

Riportiamo la modellazione FEM del ponte acciaio con le deformazioni, le verifiche delle aste in acciaio sono tutte soddisfatte, lo scopo di queste modellazioni non è il calcolo dei ponti a galleria ma la verifica del comportamento scatolare del ponte la valutazione delle oscillazioni le deformazioni al fine di consentire il traffico ferroviario. Il progetto di un ponte ferroviario richiede verifiche più accurate che non sono state eseguite si è verificata la possibilità di progettare un ponte ferroviario in acciaio reticolare alternativo alla capriata.

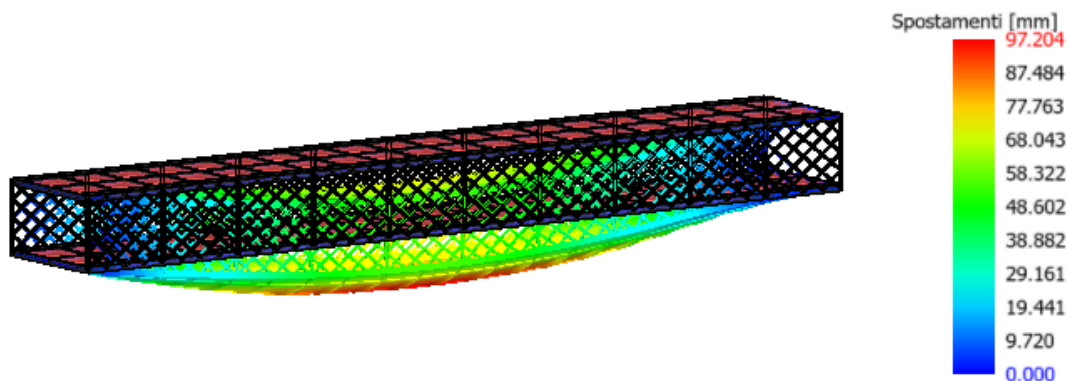
Modellazione FEM



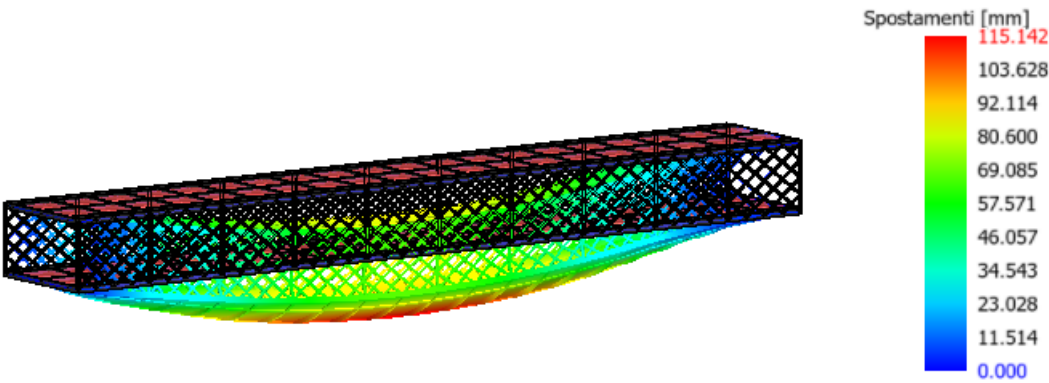
Deformata carichi permanenti sovrastruttura + peso proprio



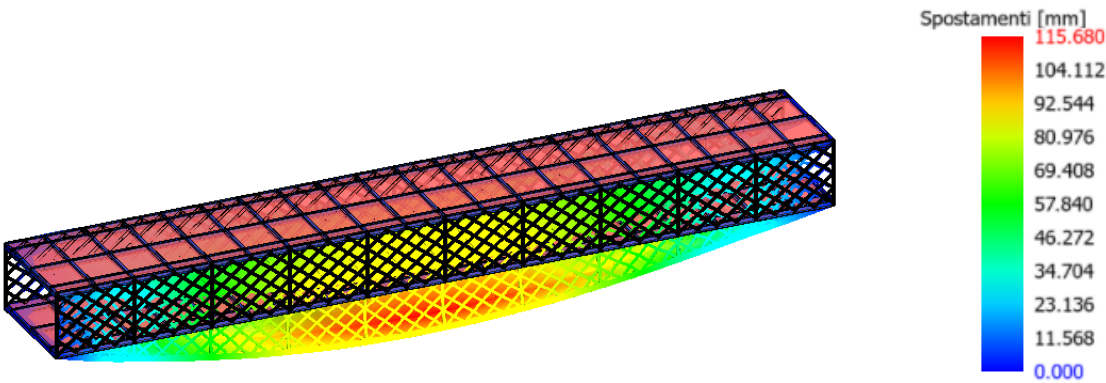
Deformata sisma verticali : sovrastruttura + peso proprio + comb.1 Qv



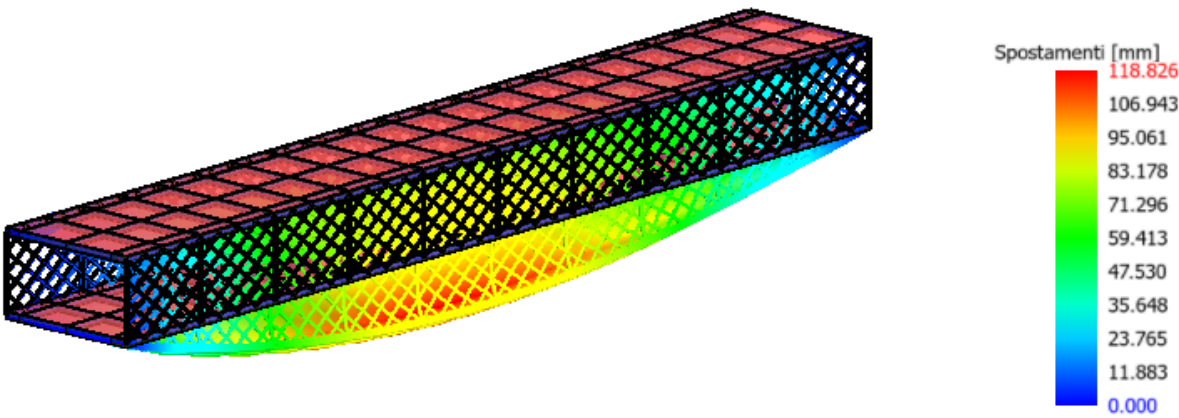
Deformata 1 sovrastruttura + peso proprio + treno 1 + treno 2



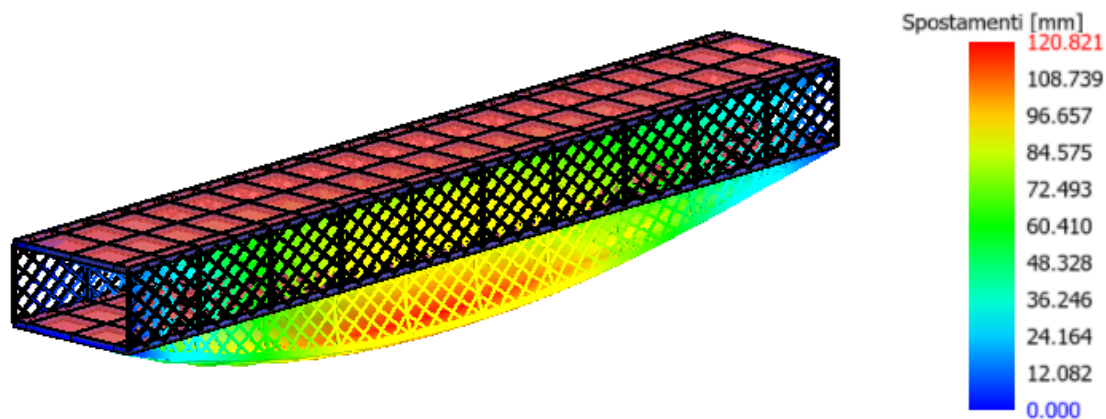
Deformazione 1 sovrastruttura + peso proprio + treno 2 + treno 1



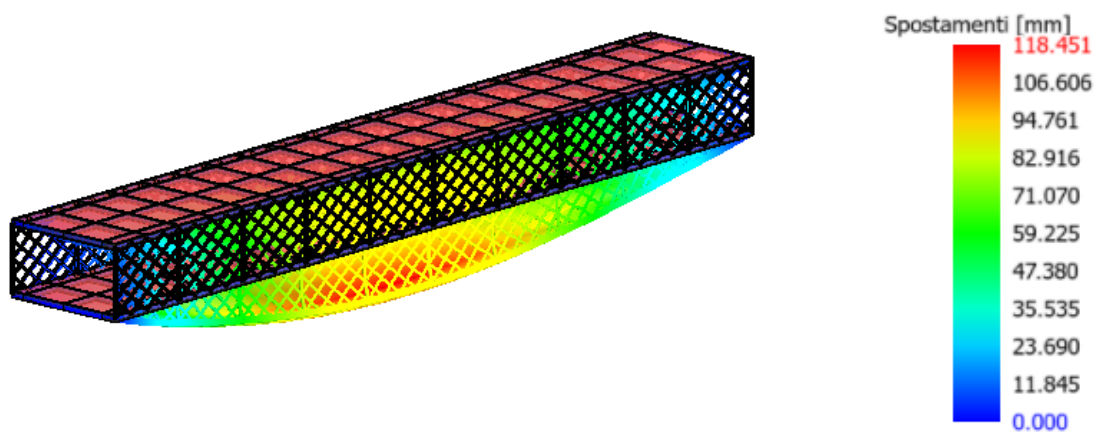
Deformazione 1 sovrastruttura + peso proprio + treno 1 + treno 3



Deformazione 1 sovrastruttura + peso proprio + treno 3 + treno 1



Deformazione 1 sovrastruttura + peso proprio + treno 1 + treno 2+ neve

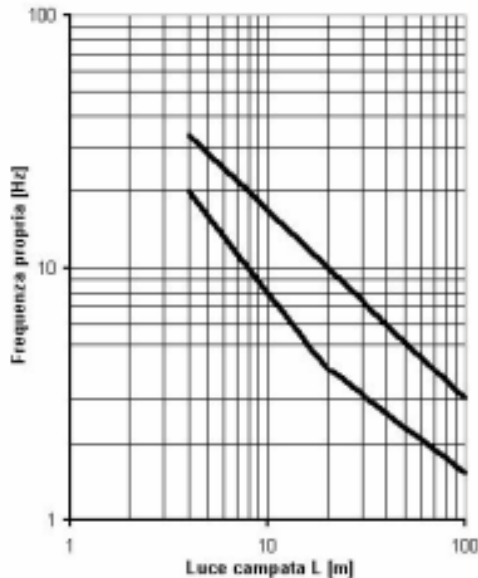


Il periodo fondamentale di vibrazione $T = 0,41$ sec la frequenza $f = 2,43$ Hz

Effetti dinamici

- *Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:*
- *per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Figura è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;*

- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti stralati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli "reali" e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.



Il fuso riportato nelle NTC definisce un valore superiore ed inferiore della frequenza di oscillazione

$$\text{Valore limite superiore } \eta_o = 94,76 / (L^{0,748}) = 3,94 \text{ Hz}$$

$$\text{Valore limite inferiore } \eta_o = 23,68 / (L^{0,592}) = 1,914 \text{ Hz}$$

La frequenza fondamentale calcolata attraverso l'analisi dinamica per sisma verticale (la frequenza dipende solo dal peso sismico del ponte ovvero la massa)

$$f = 2,43 \text{ Hz} \quad \text{compresa nel fuso}$$

Le NTC forniscono una formula approssimata per il calcolo delle frequenza f

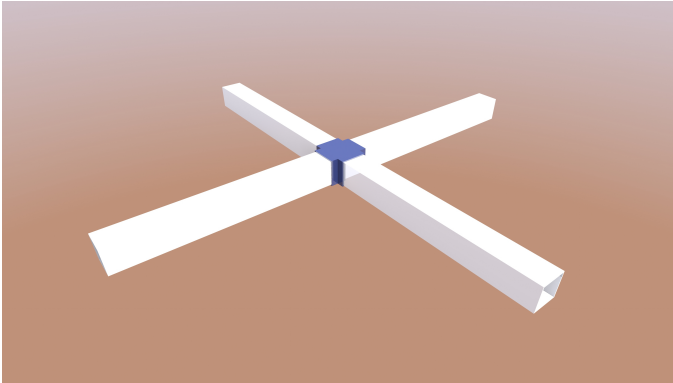
$$f = 17,75 / \sqrt{\Delta} = 1,65 \text{ Hz} \quad \text{freccia verticale} = 115 \text{ mm}$$

1 sovrastruttura + peso proprio + treno 1 + treno 2

La verifica di deformabilità ovvero delle inflessioni del ponte ferroviario in acciaio

$$\Delta = L/600 = 116 \text{ mm}$$

Le aste sono tutte verificate i collegamenti per tutti gli elementi acciaio devono garantire la continuità strutturale ovvero la trasmissione di tutte le sollecitazioni sia per i tubolari circolari che per le travi dell'impalcato.



Il collegamento può essere realizzato per le aste tubolari del reticolo laterale, per le travi a sezione rettangolare dei due impalcato; i collegamenti alla base e alla sommità del reticolo laterale sono bullonati o saldati. Per l'impalcato si è scelta la soluzione di graticcio di travi in acciaio con soletta in calcestruzzo collaborante; i due elementi strutturali devono essere solidali non aver scorrimenti relativi, inserendo dei pioli o connettori in acciaio. Nella modellazione si è agito a vantaggio di statica e di rigidezza, le inflessioni ovvero la freccia è più bassa di quella calcolata.

$$\Delta = L/600 = 116 \text{ mm} > \Delta \text{ freccia graticcio di travi composte}$$

La freccia è funzione della rigidezza per trave su 2 appoggi

$$\Delta = 5/384 * QL^4 / (EI)$$

Modellazione $(E*I)_{eq} = EI_1 + E_2 * I_2 \quad K = 0$

Graticcio di travi composte $(E*I)_{eq} = EI * (I_1 + A_1 * d_1^2) + E_2 * (I_2 + A_2 * d_2^2); \quad K = \infty$

*Gli elementi plate-shell e le aste del graticcio hanno collegamenti nodali agli estremi la soletta e le aste sono solidali nei nodi; la corretta modellazione della trave composta con connessione rigida prevede l'inserimento di nodi (anche cedevoli) intermedi in corrispondenza dei connettori ai quali collegare l'elemento **plate-shell**; per una trave lunga 3.50 m possiamo inserire 5 nodi con passo di 70 cm nei quali inserire la soletta di cls in modo che la deformata del graticcio e la soletta siano congruenti e che la rigidezza equivalente sia quella della trave composta. La modellazione sarebbe stata troppo onerosa problematiche di memoria virtuale file temporanei con difficoltà di utilizzo del software per cui si è preferito collegare soletta e travi nei nodi di estremità*

Verifica della sezione a torsione per carico su un solo binario binario.

La verifica a torsione della sezione trasversale è immediata, si trascurano le travi in acciaio dei due graticci e si considera resistente soltanto la soletta superiore e inferiore di calcestruzzo con le diagonali metalliche incrociate; per la verifica determinano il momento resistente a torsione poiché non possiamo determinare le tensioni tangenziali nelle pareti reticolari laterali, delle quali non è noto lo spessore. Andrebbero determinate le tensioni normali di compressione e trazione nei tubi la cui risultante rappresenta la tensione tangenziale.

$$\tau = [\sigma_c^2 + \sigma_t^2]^{1/2} =$$

Se l'angolo di inclinazione dei tubolari è 45° $\tau = \sigma \cdot \sqrt{2}$ e ciò corrisponde ad una parete reticolare quadrata; il nostro modulo ha dimensioni $7 \times 5,50$, l'angolo di inclinazione delle due diagonali $\tan \alpha = 5,50/7 = 0,785$ $\alpha = 37^\circ,16$.

La tensione tangenziale è verticale le componenti verticali $\sigma_c \cdot \sin \alpha$; $\sigma_t \cdot \sin \alpha$; per la simmetria deve risultare $\sigma_c = \sigma_t = \sigma$ $\tau = \sigma \cdot \sin \alpha$.

L'equilibrio torsionale della sezione

$$T_{S1} \cdot d_1 + T_{S2} \cdot d_2 + 2 \cdot T_L \cdot d_3 = M \quad (1)$$

$$T_{S1} = A_{S1} \cdot \tau_{S1}; \quad T_{S2} = A_{S2} \cdot \tau_{S2}; \quad T_L = \sigma \cdot \sin \alpha \cdot A_p$$

A_{S1} area soletta superiore

A_{S1} area soletta inferiore

A_p area profilo in acciaio

La verifica a torsione nella scienza delle costruzioni viene eseguita con la analogia idrodinamica basata sulla equazione di continuità con la portata costante ovvero flusso delle tensioni costante (è il contrario si studia e il flusso delle tensioni e si esegue la analogia idrodinamica). Il flusso è il prodotto della tensione per la area, il passo tra le diagonali $p = 7/4$

$$A_{S1} = t_{S1} \cdot l; \quad A_{S2} = t_{S2} \cdot l; \quad T_{S1} \cdot d_1 + T_{S2} \cdot d_2 + 2 \cdot T_L \cdot d_3 = M$$

$$T_{S1} = t_{S1} \cdot p \cdot l \cdot \tau_{S1} = T_{S2} = t_{S2} \cdot l \cdot \tau_{S2} = T_L = p \cdot \sigma \cdot \sin \alpha \cdot A_p$$

Dalla ipotesi di flusso costante siamo grado di ricavare la tensione tangenziale incognita

$$\tau_{S1} = \tau_{S2} \cdot t_{S2} / t_{S1}; \quad \sigma = \tau_{S2} \cdot t_{S2} \cdot p / (\sin \alpha \cdot A_p);$$

$$T_{S1} \cdot d_1 + T_{S2} \cdot d_2 + 2 \cdot T_L \cdot d_3 = M \quad (1) \text{ contiene una sola incognita } \tau_{S2}$$

$$\tau_{S2} * t_{S2} / t_{S1} * d_1 * t_{S1} + \tau_{S2} * t_{S2} * d_2 + 2 * \tau_{S2} * t_{S2} * p / (\sin \alpha * A_p) * \sin \alpha * A_p * d_3 = M$$

$$\tau_{S2} * t_{S2} / t_{S1} * d_1 * t_{S1} + \tau_{S2} * t_{S2} * d_2 + 2 * \tau_{S2} * t_{S2} / (\sin \alpha * A_p) * \sin \alpha * A_p * d_3 = M$$

$$\tau_{S2} * (t_{S2} * d_1 + t_{S2} * d_2 + 2 * t_{S2} * p * d_3) = M$$

Le tensioni

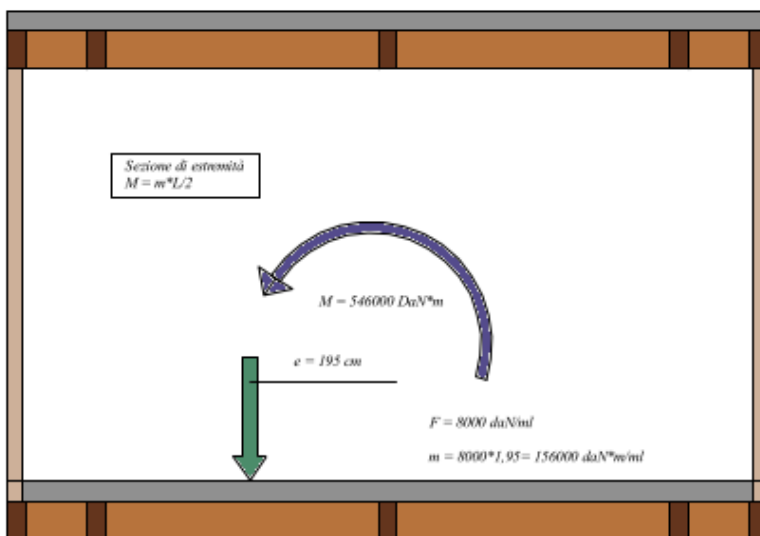
$$\tau_{S2} = M / [(t_{S2} * d_1 + t_{S2} * d_2 + 2 * t_{S2} * p * d_3)] = 10,15 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{S1} = M / [(t_{S2} * d_1 + t_{S2} * d_2 + 2 * t_{S2} * p * d_3)] * t_{S2} / t_{S1} = 12,18 \text{ daN/cm}^2$$

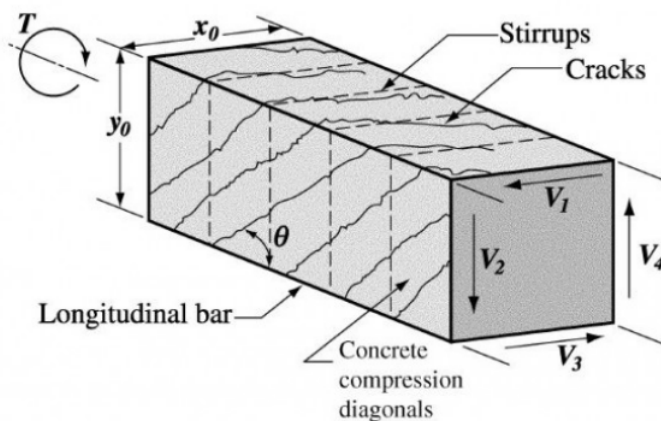
$$\sigma = M / [(t_{S2} * d_1 + t_{S2} * d_2 + 2 * t_{S2} * p * d_3)] * t_{S2} / (\sin \alpha * A_p) = 5,86 \text{ daN/cm}^2$$

$$D_1 = 300 \text{ cm} ; D_2 = 355 \text{ cm} ; D_3 = 510 \text{ cm} \quad t_{S1} = 25 \text{ cm} ; \quad t_{S2} = 30 \text{ cm} ; \quad \alpha = 37^\circ,16$$

$$A_p = 85,95 \text{ cm}^2 \quad M = 546000 * \text{ daN} * \text{m}$$



Per la soletta di calcestruzzo superiore e inferiore occorrono armature a torsione; la verifica la eseguiamo come da normativa NTC 2018 per le sezioni i calcestruzzo armato



La verifica consiste nel confrontare il momento resistente con quello di calcolo

$$M_{RD} \geq M_{ED}$$

Dalla figura $M_{RD} = V_2 * b/2 + V_4 * b/2 + V_1 * H/2 + V_3 * H/2$

La coppia di forze verticali è quella relativa alla struttura reticolare

$$V_2 = V_4 = f_{yd} * A_p * p * \sin \alpha = 30890904 \text{ daN}$$

$$f_{yd} = 5100 / 1,5 = 3400 \text{ da/cm}^2$$

$$V_1 = V_3 = \tau_{RD} * (30 * 1020 + 25 * 1020) = 3,7 * (30 * 100 + 25 * 100) = 20350 \text{ daN}$$

Prospetto 4.8 - Valori di τ_{Rd} (N/mm²) con $\gamma_c = 1,5$ (1 : 1,5 o 1,6) per diverse resistenze del calcestruzzo

	f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1,5$	τ_{Rd}	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48
$\gamma_c = 1,6$	τ_{Rd}	0.17	0.21	0.24	0.28	0.32	0.35	0.38	0.41	0.45

Nota: Il prospetto riporta i valori incasellati proposti per l'Italia; la prima riga (da utilizzare per strutture in cemento armato precompresso) coincide con quella europea, i valori della seconda riga sono da utilizzare per strutture in cemento armato ordinario.

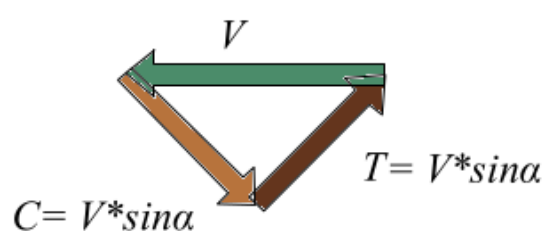
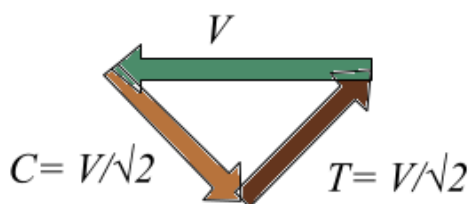
Per la ipotesi di flusso costante delle tensioni tangenziali, il flusso nella soletta superiore inferiore e nelle aste reticolari tubolari deve essere costante come nella sezione alla Bredt

Il solo contributo del calcestruzzo $M_{RDC} = 340862 \text{ daN} * m < 546000 \text{ daN/m}$

Per questo valore del flusso la tensione normale nei profilati

$$T_L = 2 * p * \sigma * \sin \alpha * A_p \quad \sigma = 20350 / (2 * 175 * \sin \alpha * 85,95) = 1,11 \text{ daN/cm}^2$$

Occorre armare a torsione la soletta superiore disponendo armatura inclinata per assorbire la trazione presente con inclinazione a 45° o a 37° seguendo la inclinazione delle aste reticolari individuando bielle compresse nella soletta superiore e inferiore e armatura inclinata



$$M_{RDC} = (A_{S1} + A_{S2}) * f_{cd} / \sqrt{2} \leq M_{ED} \quad \text{Calcestruzzo}$$

$$M_{RDS} = A_s * f_{yd} * d / \sqrt{2} \leq M_{ED} \quad \text{Armatura inclinata}$$

$$M_{RDC} = (A_{S1} + A_{S2}) * d * f_{cd} / \sqrt{2} = 43131767 \text{ daN*m} > M_{ED} = 546800 \text{ daN*m}$$

$$M_{RDS} = 2 * A_s * f_{yd} * d / \sqrt{2} = 569822 \text{ daN*m} > M_{ED} = 546800 \text{ daN*m}$$

Disponiamo 9 ferri del diametro di 16 mm area 18.09 cmq inclinati a 45° / 110 cm

Per la ipotesi di flusso costante

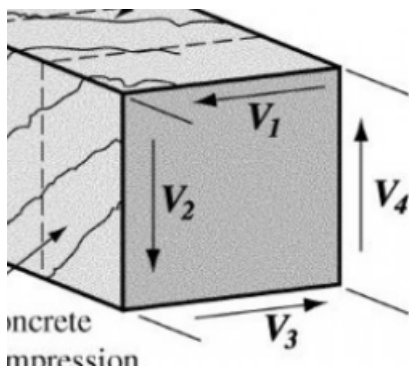
$$M_L = L/p * 2 * \sigma * \sin \alpha * A_p$$

$$\sigma = 54680000 * 175 / (1020 * 2 * \sin \alpha * 85.95) = 516 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{RDAL} = 2 * L/p * f_{yd} * \sin \alpha * A_p = 2057712 \text{ daN*m} > M_{ED} = 546800 \text{ daN*m}$$

La armatura vanno disposte incrociate per la inversione del momento torcente dovuto al passaggio del convoglio ferroviario sul binario adiacente. Nelle solette si dispongono ferri longitudinali che nelle travi in c.a. chiamiamo di parete per determinare la armatura longitudinale è sufficiente dividere per 2 anziché per $\sqrt{2}$. Disponiamo 15 ferri $\phi 16/70 \text{ cm}$ area 30.15 cmq sia nella soletta inferiore che superiore; la armatura può essere disposta inferiormente e superiormente alla soletta la distanza d corrisponde ai baricentri delle due solette

$$M_{RDS} = 2 * A_s * f_{yd} * d / 2 = A_s * f_{yd} * d = 671440 \text{ daN} > 569822 \text{ daN*m}$$



Il momento resistente totale è somma dei 4 contributi

Soletta inferiore

Soletta cls superiore

Aste metalliche laterali

Il momento di calcolo va suddiviso in due aliquote uguali :

$$M_{EDCA} = \text{cls} + \text{armatura metallica} = M_{ED} / 2$$

$$M_{EDAL} = \text{aste reticolari laterali} = M_{ED} / 2$$

Calcolo isolatori sismici di appoggio

Azione sismica orizzontale totale $F = S_d(T) * W$

$$W = G_K + G_{PK} + 0,2 * Q_K = 1795118 \text{ kg}$$

$$G_K \text{ peso proprio acciaio} + \text{cls} = 981750 + (57298 + 12646 + 157224) = 1208918 \text{ kg}$$

$$G_K \text{ ballast} + \text{fotovoltaico} = 327600 + 6840 = 334440 \text{ daN}$$

$$Q_K \text{ carico max treno} = 1258800 \text{ daN}$$

$$T = 2 * \pi / \omega ; \omega = \sqrt{K/W} ; K \text{ rigidezza isolatori sismici}$$

Fotovoltaico 360 pannelli superficie 540 mq superficie ponte 714 mq

Comune Castel di Sangro

Parametri di pericolosità sismica			
	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.76281872	2.36183821	0.28000000
SLD	1.00236806	2.33241531	0.28303510
SLV	2.63146244	2.31480297	0.35000000
SLC	3.36711969	2.35631747	0.37000000

Le formule che definiscono lo spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * [T/T_B + 1/(\eta * Fo) * (1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo \quad \text{tratto orizzontale}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C * T_D / T^2)$$

$$S_d(t) = Se(T)/q \quad q = 1,5 \text{ per spalle da ponte}$$

$$Ag = 2,63 \text{ m/sec}^2 \quad Fo = 2,31 ; \eta = 0,92 ; S = 1,30$$

$$T = 4 \text{ sec} \quad \omega = 1,57 \quad K = 4424786 \text{ kg*sec}^2 = 1N*1m/sec^2 = 442478 \text{ daN*m}$$

$$K = 4425 \text{ KN*m}$$

La spalla ha un telaio di coronamento appoggiamo sia l'impalcato inferiore che l'impalcato superiore disponendo in totale 6 isolatori per spalla; la rigidezza di ogni isolatore $K = 368.75 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$S_d(T) = S_e(T)/q = 2,63 \cdot 1,3 \cdot 0,92 \cdot 2,31 \cdot (2,63 \cdot 0,4749/4)/1,5 = 1,51 \text{ m/sec}^2$$

$$\text{Azione sismica globale } F = 1795118 \cdot 1,51 = 271063 \text{ daN}$$

$$\text{La forza sismica orizzontale su ogni isolatore sismico } F_I = 22588 \text{ daN}$$

$$\text{Lo spostamento dell'impalcato } \Delta = 22588 / 36875 = 61 \text{ cm}$$

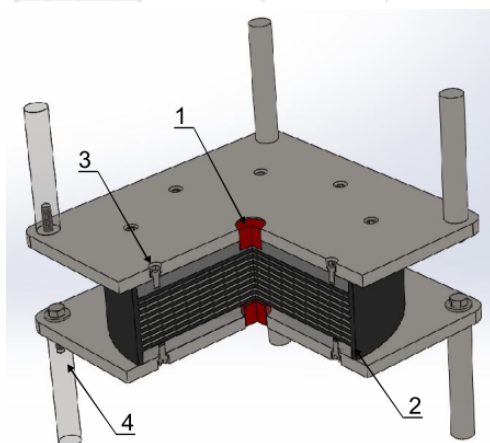
$$\text{Limitiamo lo spostamento dell'impalcato a 2 cm } K = 22588/0.02 = 11,294 \text{ KN/mm}$$

Max spostamento $\pm 100 \text{ mm}$

DISPOSITIVO	Fzd KN	Ned KN	Kb KN/mm	Kv KN/mm	Tq mm	Dg mm	Htot mm	Lpc mm
Tec IG 300/52 H	2700	950	1,9	1333	52	300	136	350
Tec IG 350/52 H	3600	2200	2,69	1826	50	350	137	400
Tec IG 400/50 H	4700	3200	3,52	2735	50	400	137	450
Tec IG 450/54 H	7550	5500	4,12	3090	54	450	156	500
Tec IG 500/54 H	9400	7100	5,09	4202	54	500	166	550
Tec IG 550/56 H	9900	7700	5,94	4735	56	550	164	600
Tec IG 600/56 H	10500	8200	7,07	5473	56	600	170	650
Tec IG 650/54 H	11000	8800	8,6	6499	54	650	174	700
Tec IG 700/60 H	11500	10000	8,98	6641	60	700	180	750
Tec IG 750/60 H	12500	10500	10,31	8139	60	750	190	800
Tec IG 800/60 H	15000	13000	11,73	9798	60	800	190	850
Tec IG 850/60 H	19000	15000	13,24	11616	60	850	190	900
Tec IG 900/60 H	22000	18500	14,84	11872	60	900	200	950
Tec IG 1000/70 H	23000	20000	15,71	12131	70	1000	210	1050

LEGENDA

Fzd (KN)	Carico verticale massimo allo SLU in assenza di sisma
Ned (KN)	Carico verticale agente sull'isolatore in presenza di Sisma (SLC)
Kb (KN/mm)	Rigidezza orizzontale
Kv (KN/mm)	Rigidezza verticale
Tq (mm)	Spessore totale strati in gomma
Dg (mm)	Diametro isolatore
Htot (mm)	Altezza totale incluse piastre di collegamento
Lpc (mm)	Lato piastra di collegamento



Isolatore sismico elastomerico TEC IG 800/60 H

Verifica isolatori sismici

Ogni isolatore è sollecitato da una forza orizzontale e una verticale

$$\text{Sisma} \quad F_x = 22588 \text{ daN} \quad F_y = 22588 \text{ daN} \quad F_v = 149593 \text{ daN}$$

La combinazione delle azioni sismiche

$$E_X + 0,3 \cdot E_Y \quad \text{la spostamento nelle due direzioni}$$

$$\text{Lo spostamento } \Delta_S = 257,54/11.73 = 21,9 \text{ mm} = 2,19 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

$$F_o = [52539,6^2 + (0,3 \cdot 52539,6)^2]^{1/2} = 25754 \text{ daN}$$

Caratteristiche isolatore

$$\text{Diametro esterno } D_e = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Altezza totale lamine e strati di elastomero } H = 190 \text{ mm}$$

$$\text{Spessore totale strati di gomma } T_C = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Numero strati di gomma } n = 6 \quad \text{Spessore } t_i = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Numero lamine di acciaio } n = 7 \quad \text{Spessore } t_l = 18 \text{ mm}$$

$$\text{Perno resistente a taglio per trasmettere le azioni sismiche } \phi = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Area } A_R = \pi \cdot (D_e^2 - d^2) / 4 = 4656 \text{ cm}^2$$

$$S_I = D / (4 \cdot t_i) = 20$$

Caratteristica	Mescola morbida	Mescola media	Mescola dura
Modulo elastico tangenziale "G _{din} "	0.4 MPa	0.8 MPa	1.4 MPa
Coefficiente di smorzamento "S"	15%	15%	15%

Forze su isolatore sismico

$$F_o = 25754 \text{ daN}; \quad F_v = 149593 \text{ daN}$$

$$\tau_S = 1,5 \cdot F_o / (A_r) = 8.29 \text{ daN/cm}^2$$

$$G_{DIN} = 8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_C = 1,5 \cdot F_v / (S_I \cdot A_r) = 2.40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau/G \quad \gamma_C = 1,5 \cdot F_v / (S_I \cdot G_{DIN} \cdot A_r) = 0,3$$

$$\text{la deformazione } \tau/G \quad \gamma_S = 1,5 \cdot V / (S_I \cdot G_{DIN} \cdot A_r) = 1,03$$

$$\text{La tensione negli inserti } \sigma_v = 1,3 \cdot F_v \cdot (t_l + t_s) / (A_r \cdot t_s) = 4.17 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{yk}$$

$$\gamma_t = \gamma_S + \gamma_C + \gamma_a = 1.8 + 0.3 = 2.10 \leq \gamma_{max} = 5$$

Anche per questo ponte ferroviario eseguiamo un rendering con inserimento nel paesaggio urbano



6- Conclusioni

Le travi a sezione chiusa sono preferibili a quelle a sezione aperta hanno una maggiore inerzia e rigidezza alle quali corrispondono deformazioni ridotte fondamentali per la verifica dello stato limite di servizio di ponti di strutture di edifici a sbalzo non espressione del brutalismo architettonico ma del minimalismo , per i quali sono importanti le oscillazioni ovvero la determinazione delle frequenze fondamentali. In questo articolo si studiato il comportamento dei pannelli in modo che si possa utilizzare uno schema reticolare in acciaio legno per ponti , passerelle pedonali ec è stato utile anche per lo studio delle tamponature in laterizio per gli edifici in cemento armato trovando delle soluzioni alternative al puntone diagonale compresso come la diagonale diffusa. Ai ponti i viadotti si obietta sia l'impatto ambientale che urbano molti pensano che le pile da ponte siano piene e non a sezione cava, si è studiata la sezione a galleria utilizzata in Giappone , traendo spunto da passerelle pedonali , soluzione alternativa alle capriate acciaio, disponendo sulla copertura un impianto fotovoltaico con il quale è possibile ammortizzare anche una parte dei costi sostenuti per la costruzione del ponte migliorando il design architettonico , utilizzando rivestimenti in laterizio ,pietra per le spalle o cementi colorato ad esempio bianco ect. Sono dei piccoli accorgimenti per limitare e contenere i danni al paesaggio e l'impatto urbano delle costruzioni edilizie alle quali si associa sempre danno al territorio oggetto di propaganda ambientalista. I ponti calcolati attraverso modellazione FEM sono un pò sovradimensionati il calcolo ha avuto il preciso obiettivo di verificare lo stato limite di servizio del ponte ovvero deformazioni e oscillazioni oltre che la verifica dei singoli elementi strutturali ,sono state eseguite le verifiche a torsione e il dimensionamento degli isolatori sismici elastomerici importanti per la integrità strutturale del ponte in occasione di eventi sismici pur essendo molto bassa la probabilità che durante il transito di un convoglio ferroviario vi siano delle scosse sismiche sono stati limitati gli spostamenti orizzontali del ponte al fine di prevenire un eventuale deragliamento . Le altre verifiche riportate nelle NTC 2018 sono state omesse anche se di minore importanza si è voluto esclusivamente verificare il comportamento strutturale.

I ponti in muratura

1- Introduzione

2- Tipologie di ponti in muratura e tecniche costruttive

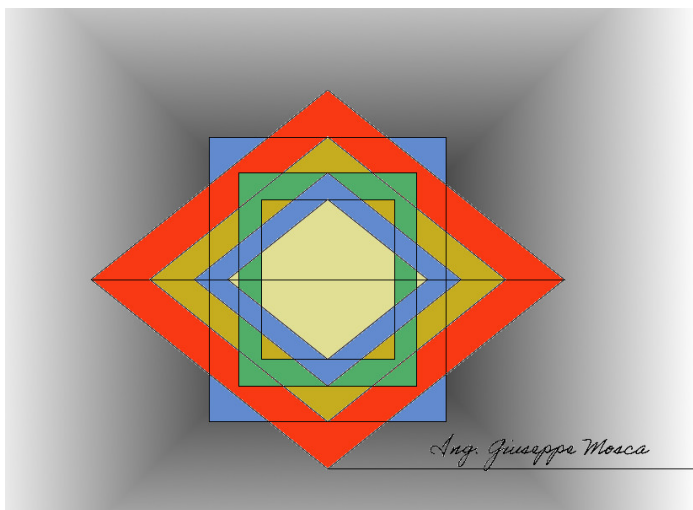
3- Il ponticello ad arco

4- I ponti in laterizio armato

5- L'impatto ambientale e urbano dei ponti in muratura

6- La modellazione FEM di un ponte in muratura

7- Conclusioni



N.B. Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

I ponti in muratura rappresentano una buona parte del patrimonio stradale e ferroviario , tenendo presente che la viabilità e le ferrovie italiane sono state realizzate prima del 1950 il cemento armato era poco utilizzato la viabilità era definita, e nel corso degli anni sono stati sostituiti con ponti di cemento armato. Molte tratte ferroviarie ad un solo binario in zone di montagna per superare vallate o fiumi hanno ancora il loro ponte in muratura a più campate che in alcuni casi insiste nel centro urbano , è una struttura tipica che ha una sua caratteristica storica diventando patrimonio dei beni culturali. Oggi quando si progetta un nuovo ponte raramente si utilizza la muratura esclusivamente per problematiche di paesaggio e di danno ambientale, ma nessuno immaginerebbe di costruire un viadotto in muratura sarebbe improponibile sia per la tecnica costruttiva molto difficoltosa che per i costi. In una strada di montagna l'inserimento di un ponticello di muratura ad arco in mattoni oggi lo si realizzerebbe con della muratura armata è qualcosa di accettabile anche in termini di costi. Riportiamo alcune immagini di ponti in muratura :



I ponti in muratura sono tutti ad arco invenzione degli etruschi che sfruttavano la resistenza a compressione della muratura superando il trilito antica struttura greca .

2- Tipologie di ponti in muratura e tecniche costruttive

*Secondo statistiche oltre il 40% dei ponti ferroviari in Europa sono realizzati in muratura circa 200000 e molti di essi sono in esercizio da più di 100 anni ; queste percentuali si riscontrano anche nello stock di ponti ferroviari in Italia, essendo i ponti ad arco in muratura stati realizzati per la maggior parte nel **periodo 1840-1930**, sebbene si trovino alcuni esempi isolati di opere di questo fino agli anni del secondo dopoguerra. I ponti secondo la tipologia si suddividono in :*

- Ponti ad arcata singola*
- Ponti ad arcata ribassata*
- Ponti ad arcata a tutto sesto*
- Ponti ad arcata multipla*
- Ponti ad un solo ordine di arcate*
- Ponti a più ordini di arcate*

- Ponti ad arcata singola

È il classico ponticello in muratura con struttura ad arco definita da una volta a botte costituita da tanti archi affiancati.



Foto di un ponticello da 3 metri di luce (chilometrica 111+714)

I ponti ad arco si poi suddividono in ponti ad arcata ribassata o a tutto sesto come riportati in figura :

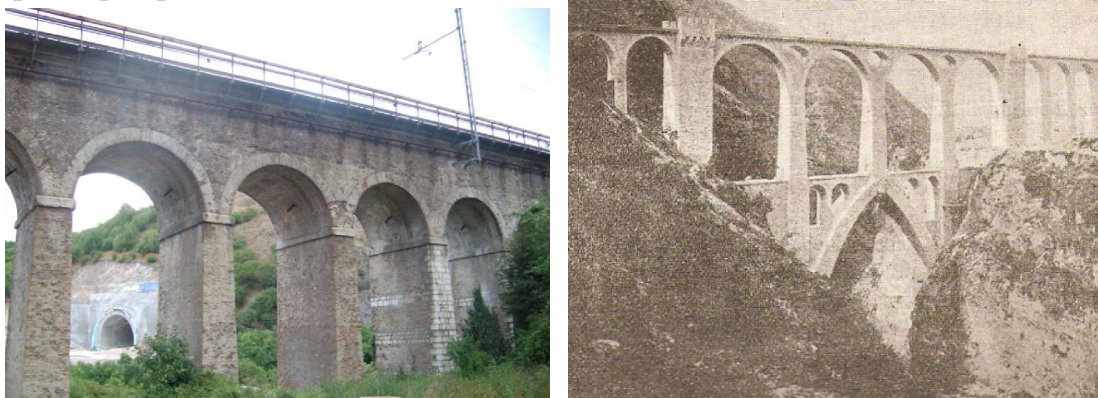


Figura 4 Arco a sesto ribassato - linea Cuneo-Limone, ponte Vermentagna, progr. 19+403

I ponti ad arco come i viadotti possono essere ad arcata multipla a tutto sesto o ad arcate ribassate:

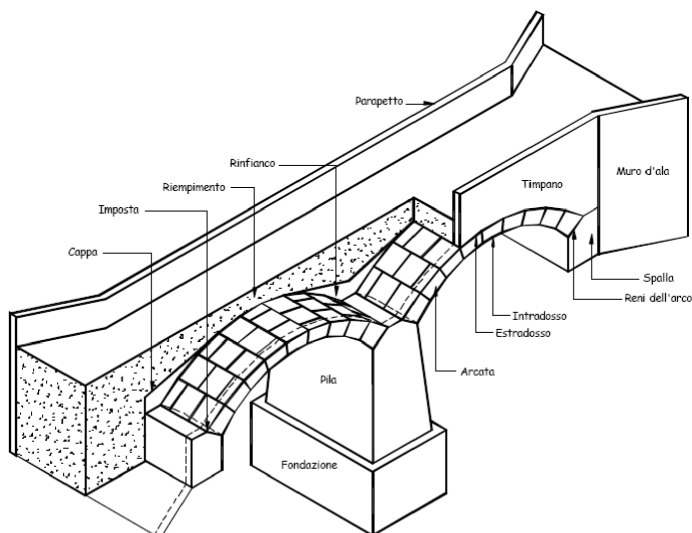


I ponti poi possono essere ad un solo ordine di arcate o a più ordini di arcate



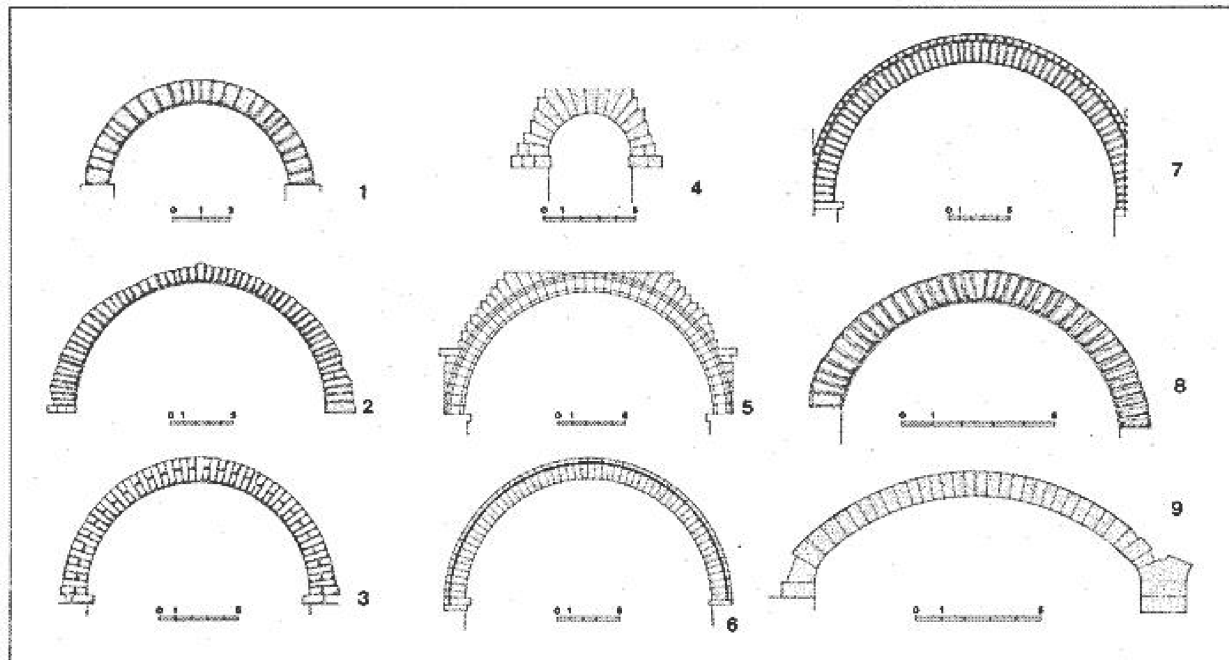
Le parti che costituiscono un ponte in muratura sono sinteticamente :

- L'arcata che costituisce la struttura che porta il piano percorribile ;*
- Spalle e pile strutture di sostegno delle arcate;*
- Le opere di fondazione ;*
- Rinfianco , cappa riempimento gli elementi privi di efficacia strutturale posti al di sopra dell'arcata per fornire un piano percorribile;*
- Timpani o muri frontali che hanno la funzione di contenere il riempimento impostati sulla parete esterna dell'arcata*



La parte principale della struttura è costituita da archi ovvero volte a botte di solito cilindriche e pianta retta ;l'ampiezza della curva individua diverse tipologie distinte dal ribassamento ovvero dal rapporto freccia/luce:

- **Arco a tutto sesto** semicircolare $0.4 < f/L < 0.5$
- **Arco ribassato** circolare policentrico $0.11 < f/L < 0.4$
- **Arco acuto** ogivale $f/L > 0.5$



Mentre i casi di volte con geometria non cilindrica rappresentano esempi molto rari, i ponti con volta a pianta non retta si presentano in numero piuttosto elevato (asse della linea ferroviaria interseca il corso d'acqua in modo non ortogonale). L'esecuzione del viadotto per avanzamenti successivi definisce alcune fasi operative in cui l'ultima arcata realizzata poggia sull'ultima pila completata senza il contrasto delle arcate successive. L'arco a tutto sesto è la struttura meno spingente.



Figura 7 Viadotto Stura - linea Fossano-Ceva, progr. 2+606 (Archivio FS-TO).

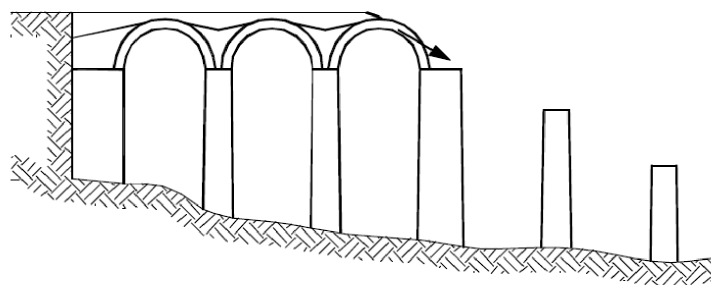


Figura 6 Avanzamento della costruzione del ponte e spinte sulle pile.

La tecnica costruttiva degli archi è molto onerosa poichè gli archi resistono in funzione della loro forma per cui l'arco esiste soltanto quando è stato messo in opera l'ultimo concio , la costruzione viene quindi eseguita su armatura di sostegno provvisoria generalmente in legname di essenza forte composta da :

- **Centine** travi reticolari lignee disposte parallelamente all'asse del ponte
- **Filagne** orizzontali o inclinate di collegamento alle centine

- Manto** o tamburo di dorsali
- Sostegni delle centine** pali infissi , mensole
- Apparecchi di disarmo** cunei

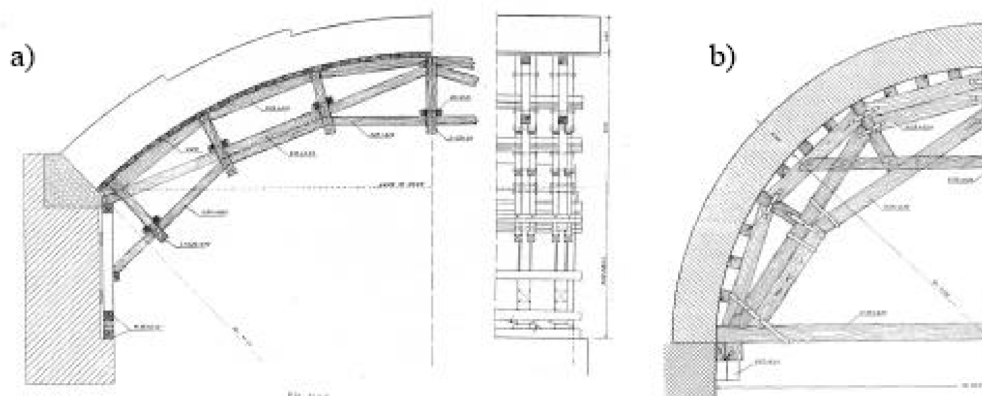


Figura 28.a,b Centine a sbalzo (Corini, 1941)

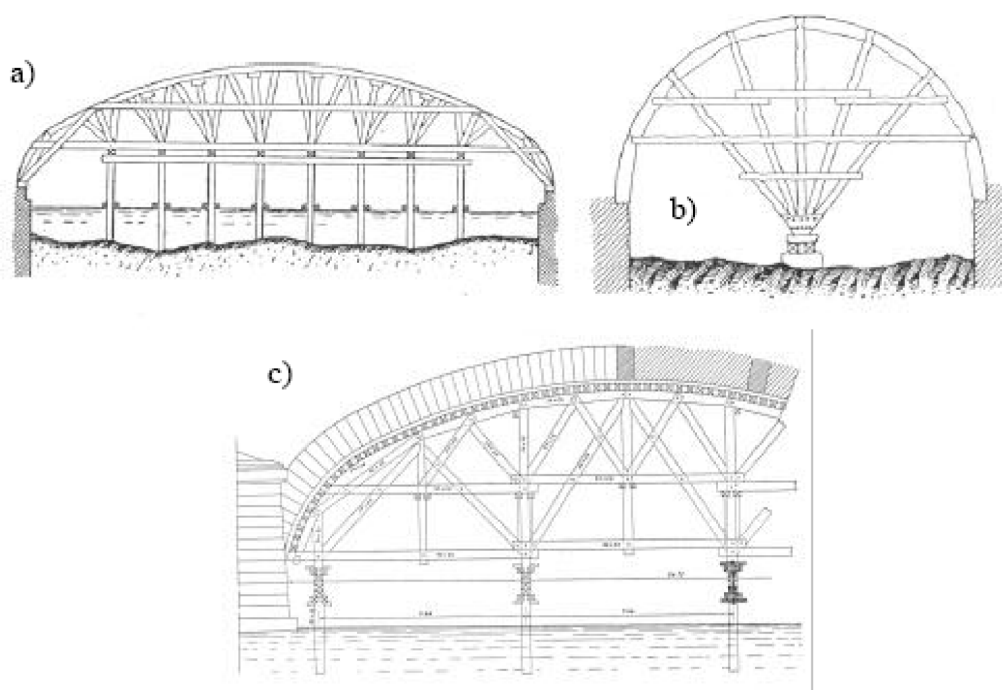


Figura 29. Tipi di centine fisse: con contraffissi (a) isolati, (b) radiali, (c) contrapposti (Corini, 1941)

Al fine di ridurre la quantità di legno impiegata , l'opera di sostegno può essere di larghezza inferiore dell'arcata viene quindi costruita per anelli successivi affiancati.

-ARCATE

*La muratura dell'arcata viene realizzata impiegando pietra da taglio, pietra concia, oppure mattoni di laterizio. Per motivi economici e decorativi l'uso della pietra da taglio è stato spesso limitato all'arco frontale (armilla) e ai conci d'imposta (chiave dell'arco). In una volta a pianta rettangolare si adotta la **tessitura retta**, con file parallele alle generatrici, facendo in modo che in chiave si trovi sempre un concio. Allo scopo di ridurre il rischio di scorrimenti, il giunto fra due file deve essere il più possibile perpendicolare alla curva delle pressioni. Le arcate non sempre presentano superfici comprese fra due curve parallele, aumentando lo spessore dell'arcata verso le imposte. Talora l'estradosso è costruito scalettato.*



Figura 30. Arco realizzato secondo tessitura retta – (Archivio FS – TO)

Estradossò dell'arcata scalettata - ponte Sangone - linea Torino-Genova, (Archivio FS - TO).

La disposizione dei conci è affatto diversa nel caso di una volta obliqua, ovvero con pianta a parallelogramma. L'apparecchio retto porterebbe ad avere unghie triangolari prive di appoggio su uno dei lati. Se l'obliquità è scarsa, l'apparecchio retto viene utilizzato per la parte interna della volta, mentre per le corone frontali vengono utilizzati speciali conci a spessore variabile. Se l'obliquità è rilevante, è necessario utilizzare un tipo di tessitura che trasferisca sugli appoggi le spinte esercitate dai corsi trasversali della volta. Si utilizza la **tessitura elicoidale**, con giunti perpendicolari fra loro e rispetto alla superficie d'intradosso; il giunto all'imposta è inclinato sull'orizzontale, a differenza della volta retta, di un angolo che funzione dell'obliquità della volta.

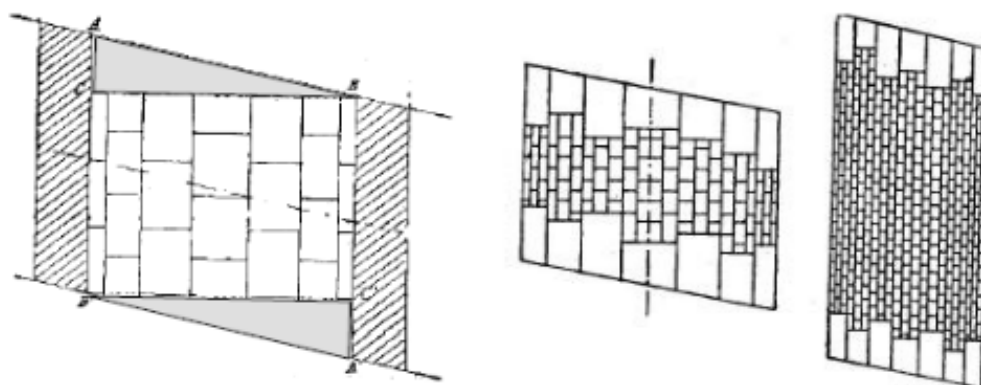
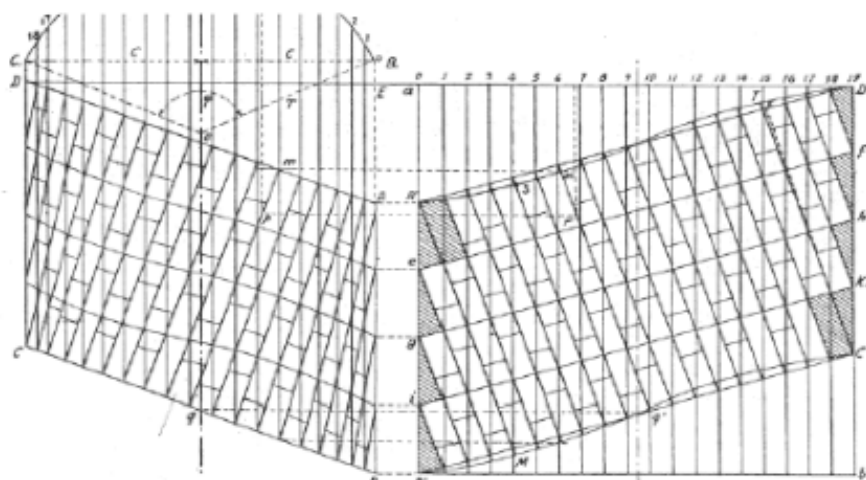


Figura 32.: a) apparecchio retto su volta obliqua: unghie triangolari prive di appoggio su uno dei due lati; b) apparecchio per manufatti di piccola obliquità o grande luce con estremità a larghezza non costante (Baggi, 1926).



Con obliquità superiori a 45° conviene realizzare la volta obliqua con una serie di archi paralleli di minore larghezza

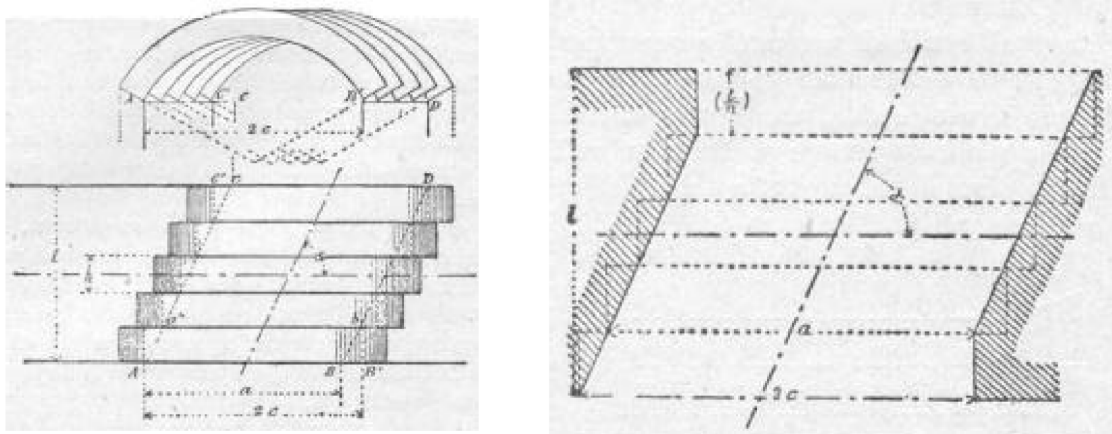
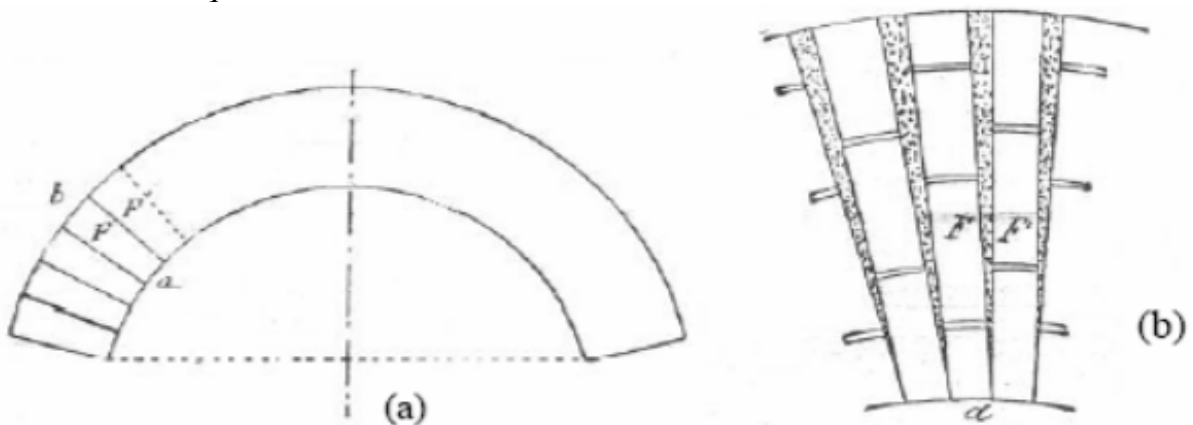


Figura 35.a,b. Volte oblique formate da anelli retti (Baggi, 1926).

Le fasi esecutive della volta seguono due diverse tecniche costruttive :

-Metodo ordinario dove ciascun filare viene completato prima di iniziare il successivo realizzando giunti estesi su tutto lo spessore dell'arco ; presenta l'inconveniente che lo spessore del giunto di malta non è costante potrebbe raggiungere dimensioni eccessive richiede quindi centine robuste.



(a) metodo ordinario; (b) allargamento dei giunti (Baggi, 1926)

-Metodo delle zone concentriche la volta viene realizzata con strati sovrapposti quindi la centina può sostenere soltanto il primo strato di arcata ; In questo caso i vari anelli non hanno un comportamento omogeneo (quello inferiore è più sollecitato, sostenendo il peso degli strati superiori). Sono stati adottati anche sistemi misti, realizzando per strati solo la parte centrale della volta.

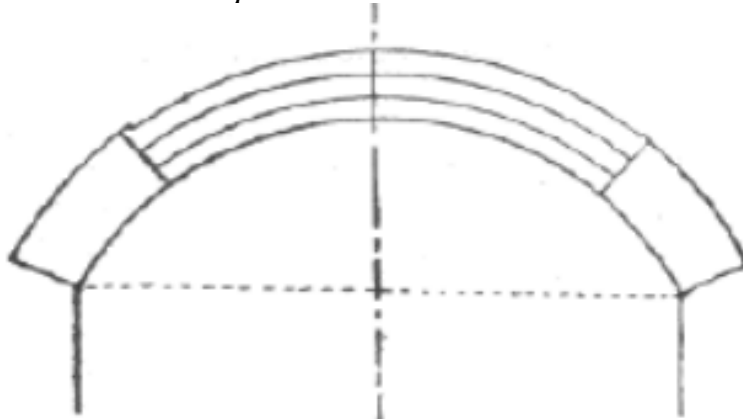


Figura 39. metodo misto per la costruzione della volta (Baggi, 1926).

Il rinfianco la cappa il riempimento

Al di sopra delle arcate, lo spazio necessario a realizzare un piano orizzontale viene colmato con due distinti materiali: in prossimità della volta, e con spessore maggiore al di sopra delle imposte e sulle pile, viene disposto il rinfianco, al di sopra del rinfianco viene collocato il riempimento, costituito da materiale sciolto o conglomerato poverissimo che porta il livello complessivo della struttura al piano viario. Tra rinfianco e riempimento si ritrova la cappa che assolve la funzione d'impermeabilizzare il ponte. Il rinfianco è costituito, in genere, da un conglomerato con discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle della muratura delle arcate, o da muratura scadente, ma di peso maggiore rispetto a quello della volta.

Esso assolve due funzioni:

- 1) zavorrare e, quindi, stabilizzare l'arco;*
- 2) costituisce un ostacolo alla formazione del meccanismo di collasso dell'arco, ed è responsabile dell'innalzamento delle reni.*

Il profilo superiore del rinfianco può essere rettilineo o, più spesso, è formato da piani inclinati in genere con pendenza del 27% con la funzione di convogliare l'acqua che s'infiltra nel riempimento verso i pluviali di scarico.

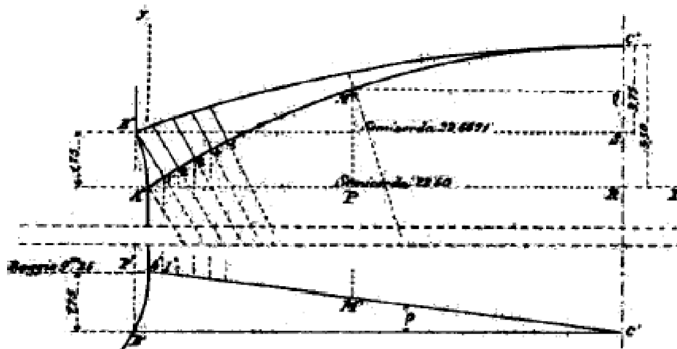
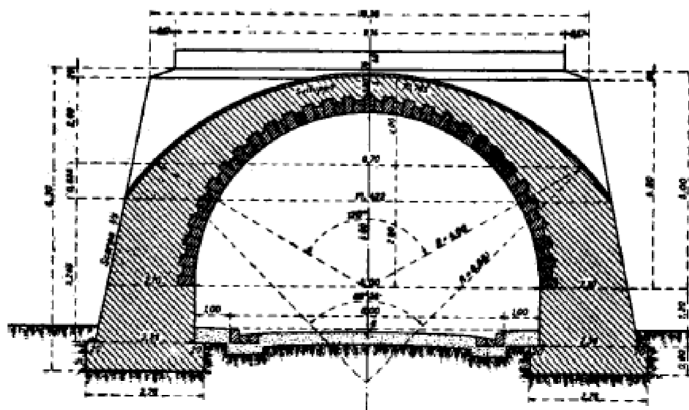


Figura 11 Profilo di un rinfianco (Campanella, 1928).



Il rinfianco Se l'arco è a tutto sesto o a sesto ribassato con apertura maggiore di 120° , lo spessore di tali opere si estende in generale fino alle sezioni della volta a 60° dalla verticale. Per archi a sesto ribassato e apertura inferiore a 120° il rinfianco si estende invece fino all'altezza maggiore tra quella dell'intradosso in chiave e quella dell'estradosso alle imposte. Per ponti di grande luce, le dimensioni del rinfianco e del timpano possono diventare notevoli e possono condurre a pesi di assoluto rilievo, per questo motivo talora si ritrovano dei fori, detti occhi di ponte, al di sopra delle pile o in prossimità delle reni.

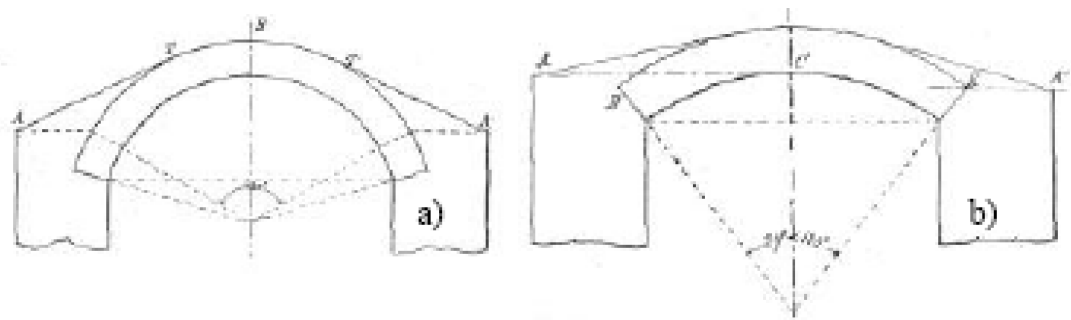


Figura 4 Altezza del rinfianco per archi di apertura maggiore (a) e minore di 120° (b) (Baggi, 1926)

L'alleggerimento del rinfianco è stato realizzato con due diverse modalità

- con una o più volte nascoste all'interno dei timpani
- nei ponti ad una sola arcata di grande luce, realizzando l'impalcato su arcate secondarie con pile appoggiate sulla struttura principale.

In alcuni viadotti i voltini, di luce max 100cm, sono disposti su un solo ordine in prossimità del centro dell'arcata o su più ordini in prossimità delle pile. Questa disposizione permette per altro di avere più gallerie ispezionabili.



Figura 48. Rinfianchi alleggeriti da archi secondari, ponte sul Rodano a La Balme (Grattasat ed., 19

La cappa

L'impermeabilizzazione del ponte è ottenuta mediante una cappa (5 ÷ 10 cm di spessore) eseguita con malta cementizia o malta idraulica con molto legante, 350 kg/mc, preparata con sabbia grossa e ricoperta di asfalto bituminoso. E' presente del materiale drenante (pietrisco) che facilita la raccolta delle acque che vengono allontanate dagli sfogatoi. La cappa può essere realizzata anche direttamente sull'estradosso dell'arcata. Questa disposizione limita la dimensione del rinfianco. Un'ulteriore geometria di rinfianco e cappa prevede il raduno delle acque nella mezzeria dell'arcata, in questo caso la dimensione del rinfianco è notevole.

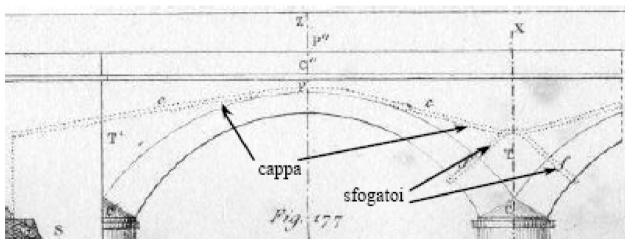


Figura 50. Cappa e sfogatoi (Curioni, 1871).

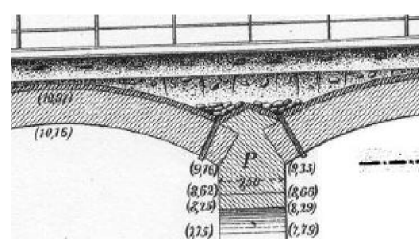


Figura 51. Cappa e rinfianco (Curioni, 1871).

Il Riempimento

Poiché il profilo superiore del rinfianco non è piano, è necessario disporre al di sopra della cappa un riempimento, generalmente costituito da terreno leggero o ghiaia drenante, che contribuisce anch'esso a ripartire sull'arcata i carichi concentrati applicati sul piano del ferro. Lo strato sotto la traversina non dovrebbe essere inferiore a 40 cm, non deve essere mai inferiore a 15 cm. In genere lo spessore del riempimento in chiave è pari allo spessore, in chiave, dell'arcata. Nei viadotti, specie con pile di rilevante altezza, non è raro trovare il riempimento sostituito da una serie di volte di mattoni.

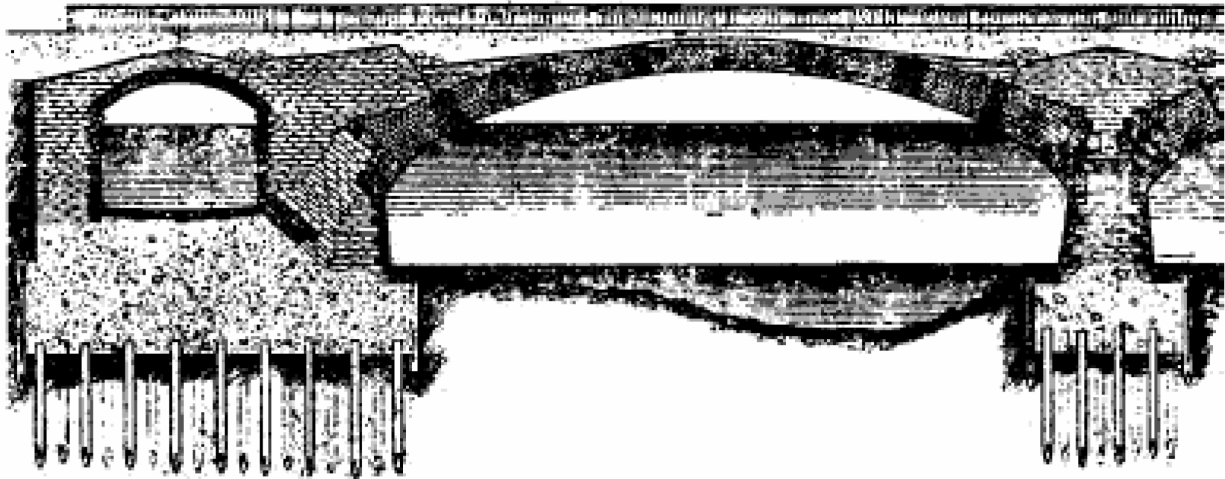


Figura 14 Sistemazione del riempimento (Albenga, 1953).

I timpani detti anche muri andatori, corrono superiormente alle arcate e alle pile fino all'altezza del suolo stradale e costituiscono le parti laterali dei ponti; essi assolvono la funzione di contenere il rinfianco in fase di getto nonché il riempimento sovrastante. Perché non ci sia troppa disparità di peso sulla volta rispetto a quello di riempimento, cappa e massicciata, i timpani, in genere, sono costruiti con murature più leggere. Il paramento interno può essere inclinato se molto alto (scarpa di 1/6 o riseghe di larghezza 6-15cm). Al di sopra dei timpani si trovano le cornici di coronamento, in pietra tagliata, e il parapetto (h 1m circa, larghezza 0.2-0.6m).

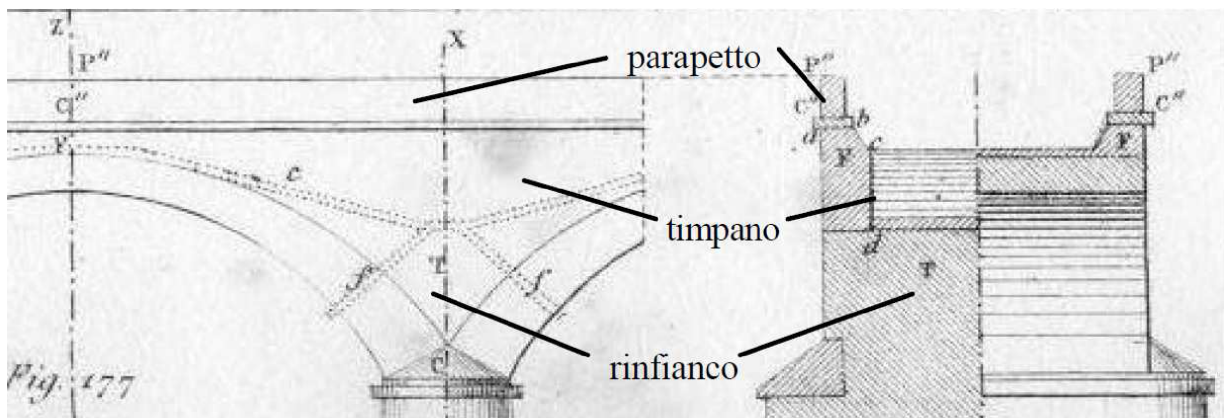


Figura 43. Sezione longitudinale e trasversale (Curioni, 1871).

Le spalle assolvono alla funzione di muro di sostegno del rilevato di accesso nonché di sostegno alla volta. Sono strutture massicce, costituite in genere da un robusto piedritto nel senso alla corrente del fiume simile ad una pila. La sezione orizzontale è rettangolare, le sezioni verticali possono essere rettangolari, trapezie, o possono presentare delle riseghe.

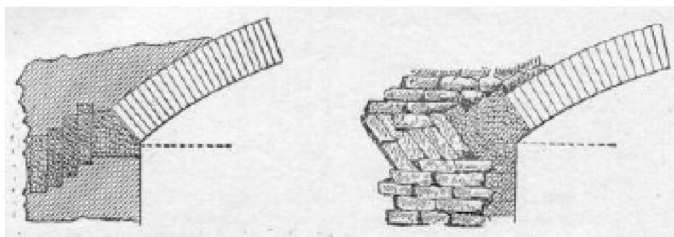


Figura 11. Disposizione dei blocchi in prossimità dell'imposta (Baggi, 1926)

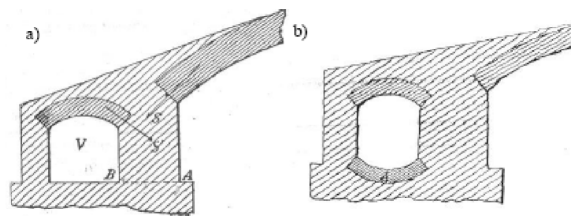


Figura 13. Vani dentro le spalle per diminuire (a) il volume; (b) il carico in fondazione (Baggi, 1926)

Uno dei dissesti possibili deriva dallo scorrimento dei giunti di malta attivato dalle forti spinte orizzontali trasmesse dall'arcata; per questo le reni degli archi non presentano giunti di malta orizzontali ma una tessitura con giunti di malta disposti normalmente alla direzione di spinta. Nei ponti di grande luce si ritrova sovente un vano all'interno del manufatto, coperto da una grossa volta a sesto ribassato. La spinta dell'arco neutralizza in parte quella proveniente dall'arcata del ponte e sopperisce l'alleggerimento della spalla. Un'altra tecnica di alleggerimento delle spalle dei ponti di grande luce è quella di munirle di contrafforti in direzione parallela all'asse del ponte. In alcuni casi le estremità dell'arco venivano prolungate entro le spalle e confinate con muratura piena ovvero lasciandovi dei vani in adiacenza. La necessità di deviare il flusso della piena ha condotto all'introduzione di rostri a monte e a valle delle spalle.

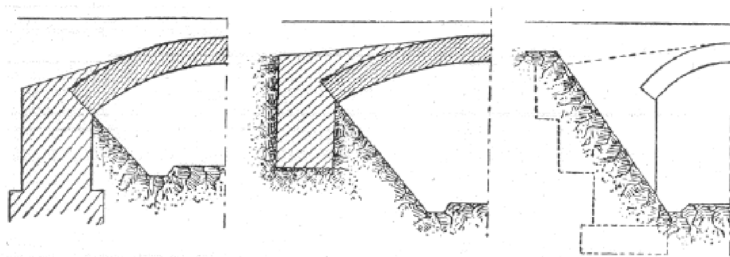


Figura 17. Esempi di spalle nascoste (Baggi, 1929).

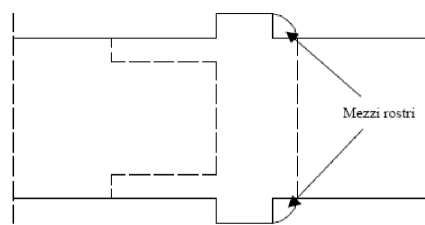


Figura 15. Larghezza della spalla con mezzi rostri

I muri di accompagnamento o di risvolto

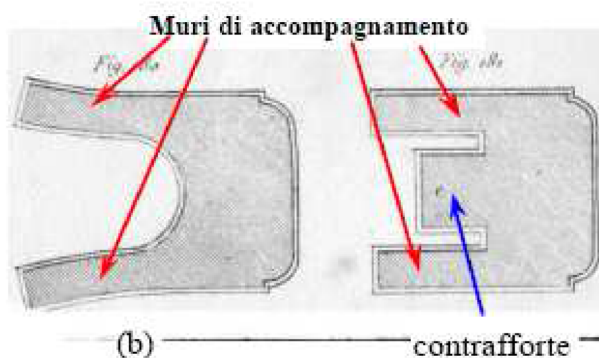
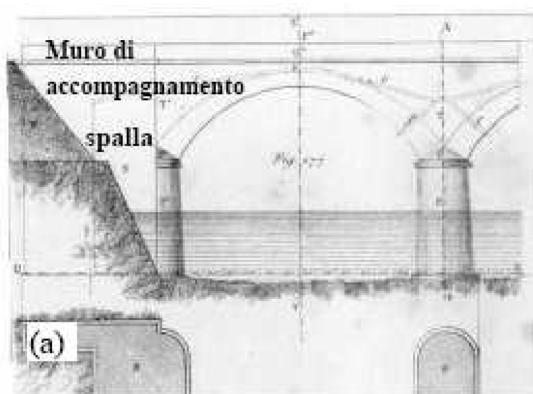


Figura 55. Spalle e muri d'accompagnamento (Curioni, 1871).

sono collocati sui lati della spalla ed hanno la funzione di contenimento del terreno dei rilevati di accesso al ponte.

Le pile da ponti con altezza fino a $12 \div 15\text{m}$ dallo spiccato della fondazione, hanno in genere pareti verticali o con scarpa di $1/10 \div 1/20$. Se il ponte è ferroviario in curva, le pareti di testa vengono costruite con due scarpe diverse, maggiore dalla parte esterna (generalmente doppia, quindi pari a $1/5 - 1/8$), per equilibrare la spinta centrifuga. Anche per le pile si presenta la necessità di contenere la pressione trasmessa al terreno; l'accorgimento tecnico è l'inserimento di vani vuoti per ridurre il peso proprio della struttura. Le pile situate nell'alveo di un corso d'acqua presentano sia a monte sia a valle due appendici detti rostri con la funzione di modificare gradatamente la sezione dell'alveo, di deviare il materiale trasportato dal fiume e ridurre la turbolenza della corrente.

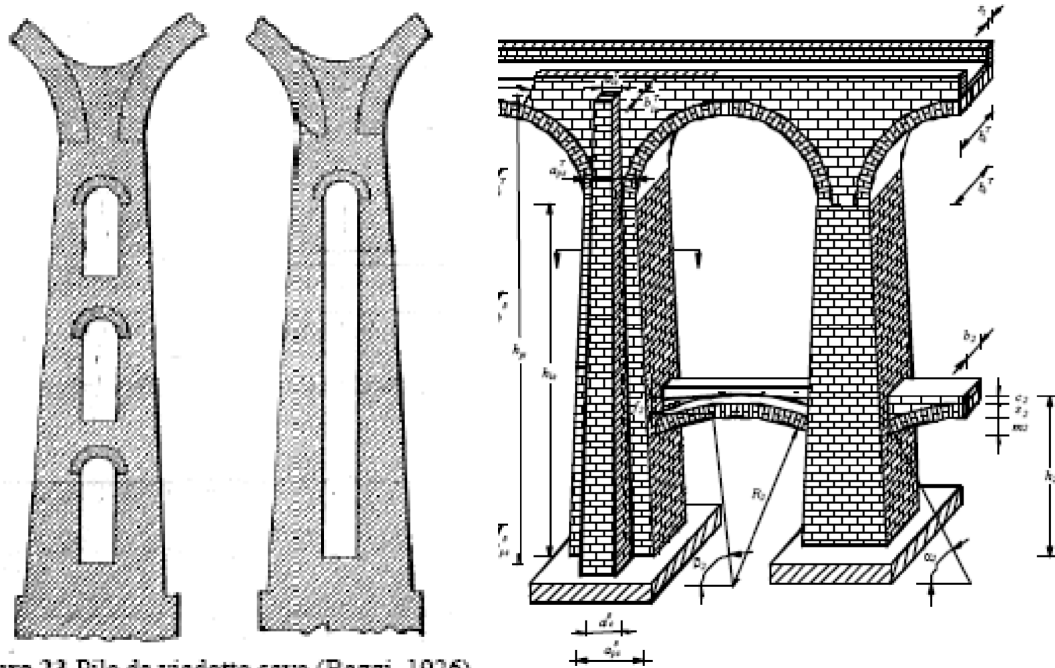


Figura 23 Pile da viadotto cave (Baggi, 1926).

due ordini di arcate (arcate a tutto sesto)

Pile spalle Sono realizzate nei ponti a più luci ogni n campate (5-7). Nei ponti a più arcate il collasso di una pila può provocare il collasso a catena di tutta la struttura, determinando l'insorgere di spinte orizzontali in sommità alle pile a cui le pile stesse non possono resistere. Per evitare questa evenienza si ritrovano fra le pile snelle delle pile più tozze, dette pile spalle, in grado di resistere alla eventuale spinta di una sola arcata non più contrastata dall'arcata crollata.

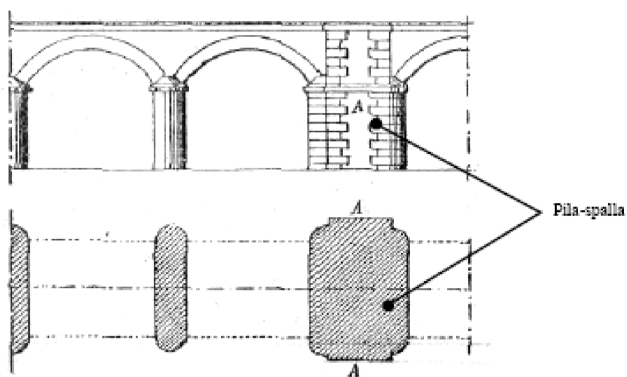


Figura 20. Pila-spalla (Baggi, 1926).



Fondazioni

Sinteticamente anche nei ponti in muratura si riconoscono tre tipi di fondazione:

- a) **fondazione profonda su pali;**
- b) **semi-profonda su pozzo;**
- c) **fondazione superficiale.**

L'utilizzo di pali in legno nelle fondazioni è una tecnica che risale ai tempi dei Romani. Il diametro utilizzato per questo tipo di pali varia da 20 a 35 cm, le dimensioni di un tronco d'albero facilmente trasportabile, per una lunghezza che raramente supera i 10 metri, vista la difficoltà d'infissione.

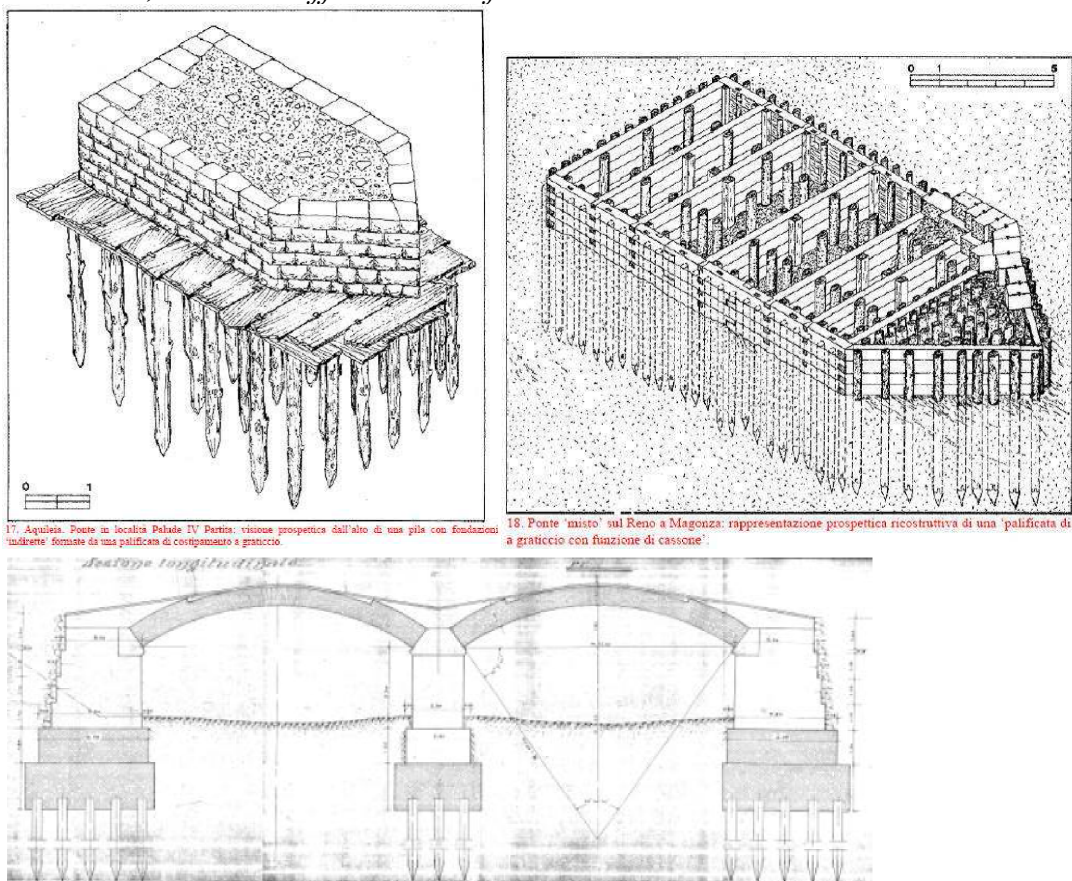
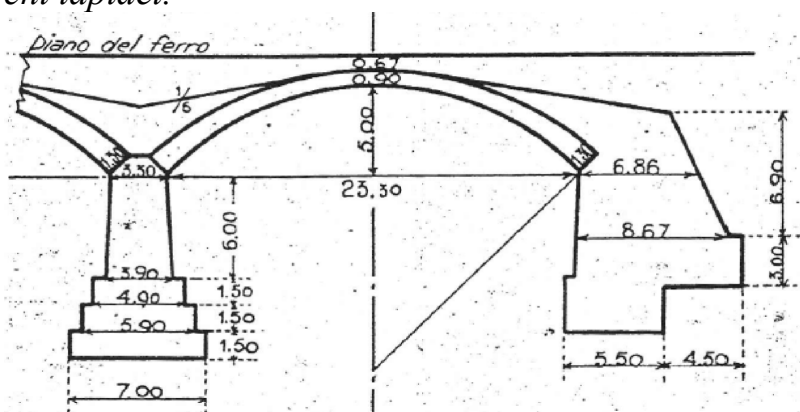


Figura 5. Fondazioni del ponte Chesola - linea Torino-Pinerolo, progr. 10+898 (Archivio FS-TO)

Fondazioni superficiali si ritrovano solo quando il substrato roccioso si trova a breve distanza dal piano di campagna. Per le opere di maggior rilievo, la fondazione della pila era realizzata mediante un allargamento, ottenuto aumentando la pendenza dei paramenti delle pile o tramite una successione di riseghe, spesso realizzate con blocchi lapidei.



3- Il ponticello ad arco

La statica dell'arco è un argomento di scienza delle costruzioni la cui risoluzione è affidata al principio dei lavori virtuali, è ben noto il meccanismo di danno che per carico simmetrico corrisponde alla formazione di 5 cerniere plastiche che portano al collasso la struttura. L'arco di per se è una struttura iperstatica, ovvero incastrato agli estremi fino a quando non vengono consentite le rotazioni dovute al superamento del momento plastico della sezione di muratura, il cinematisma prevede la trasformazione dell'arco in un arco a tre cerniere la cui soluzione è ben nota dalle equazioni cardinali della statica. Eseguiamo innanzitutto il calcolo delle incognite iperstatiche trasformando gli integrali in sommatorie considerando tre sistemi isostatici di forze ed un sistema di spostamenti sul sistema isostatico equivalente, le caratteristiche della sollecitazione interna

$$M = M_0 + X_1 * M_1 + X_2 * M_2 + X_3 * M_3$$

$$V = V_0 + X_1 * V_1 + X_2 * V_2 + X_3 * V_3$$

$$N = N_0 + X_1 * N_1 + X_2 * N_2 + X_3 * N_3$$

Dove $X_1; X_2; X_3$; sono le incognite iperstatiche momenti alle imposte ed in chiave

$M_1; M_2; M_3$; momenti sull arco dovuti alle incognite iperstatiche

$V_1; V_2; V_3$; Taglio sull arco dovuti alle incognite iperstatiche

$N_1; N_2; N_3$; sforzo normale sull arco dovuti alle incognite iperstatiche

$M_0; V_0; N_0$; sollecitazioni sulla struttura isostatica. Scriviamo tre equazioni di congruenza applicando il PLV ottenendo un sistema di 3 equazioni i 3 incognite

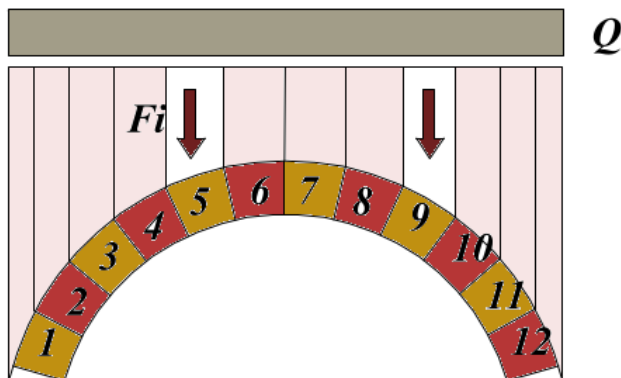
$$\sum N_1 * N * L / EA + \sum N_2 * N * L / EA + \sum N_3 * N * L / EA = 0$$

$$\sum V_1 * V * \chi L / GA + \sum V_2 * V * \chi L / GA + \sum V_3 * V * \chi L / EA = 0$$

$$\sum M_1 * M * L / EI + \sum M_2 * M * L / EI + \sum M_3 * M * L / EA = 0$$

L lunghezza A area I inerzia concio di arco ;

Le sommatorie sono estese ai dodici conci



La struttura isostatica può essere risolta velocemente spezzando l'arco in mezzeria e scrivendo tre equazioni per le due aste alla traslazione e alla rotazione

$$\sum F_i + \sum Q * L + R_{AY} - R_{BY} = 0$$

$$R_{AX} - R_{BX} = 0$$

$$\sum F_i * L_i + \sum Q * Li^2 - R_{AY} * L_N/2 + R_{AX} * f = 0$$

$$\sum F_i + \sum Q * L + R_{CY} - R_{BY} = 0$$

$$R_{CX} - R_{BX} = 0$$

$$\sum F_i * L_i + \sum Q * Li^2 - R_{CY} * L/2 + R_{CX} * f = 0$$

*Le sommatorie sono estese a 6 conci metà arco dove f freccia arco $L_N = 6 * L$*

$$L_i = L_{n-n} * L \quad n = 1, 2, 3, 4, 5$$

I valori del momento flettente del taglio e dello sforzo normale possono essere ricavati per ogni concio da semplici considerazioni di equilibrio alla rotazione e traslazione tenendo conto della inclinazione del concio. Il calcolo dell'arco può essere eseguito tramite un foglio elettronico

$$X = R * \sin \beta ; \quad Y = f - R * (1 - \cos \beta) \quad \beta \text{ e compreso nell'intervallo } (-\alpha, +\alpha)$$

La sollecitazione flettente tratto AB positivo se antiorario nel concio i-mo

$$M_{OI} = R_{ay} * x - R_{ax} * y + \sum Q * i * L + \sum F_i * i * L$$

La sollecitazione tagliante

$$V_{OI} = R_{ay} * \cos \beta + R_{ax} * \sin \beta - \sum Q * \cos \beta * i * L - \sum F_i * \cos \beta$$

La sollecitazione di sforzo normale

$$P_{OI} = R_{ay} * \sin \beta + R_{ax} * \cos \beta - \sum Q * \sin \beta * i * L - \sum F_i * \sin \beta$$

Queste sono le caratteristiche della sollecitazione interna per l'arco isostatico a tre cerniere con i carichi applicati ; le sollecitazioni sull'arco iperstatico per il concio i-mo

$$S = S_{OI} + X_I * S_{II} + X_2 * S_{2I} + X_3 * S_{3I}$$

Le verifiche da eseguire sull'arco sono a pressoflessione e a taglio tramite le formule di verifica per le murature

Le tensioni per sezione interamente reagente $\sigma = N/(b*t) \pm M/W$

per sezione parzializzata nella ipotesi di elasticità lineare $\sigma = 2*N/(3u*t)$

per comportamento plastico $M_u = N*t/2*[1-N/(\alpha f_{md}*A)]$

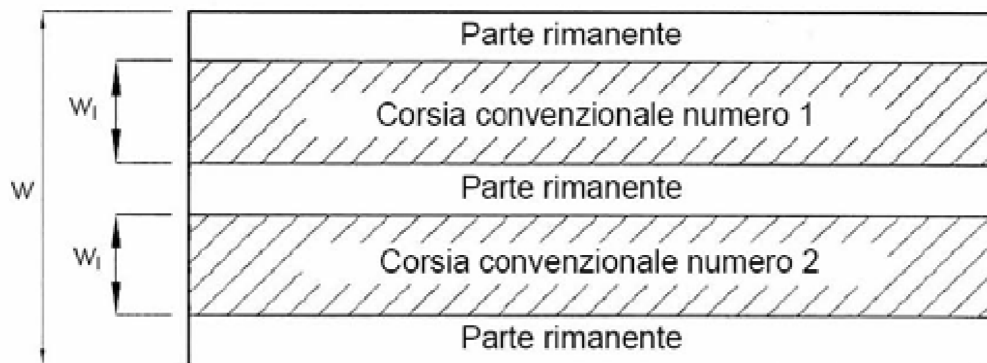
La tensione tangenziale a taglio $\tau = V/(1,5*b*t)$

La verifica è soddisfatta se in ogni concio risulta

$$M \leq M_u = N*t/2*[1-N/(\alpha f_{md}*A)]$$

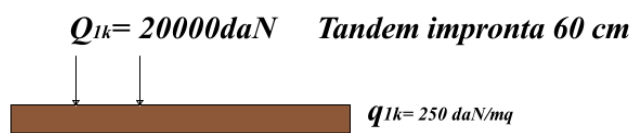
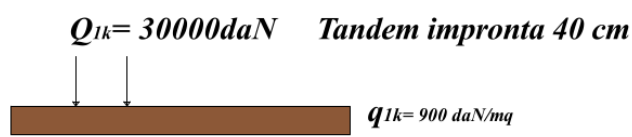
$$V \leq V_U = \tau_{rd} * A \quad \text{dove } A \text{ area reagente} \quad \tau_{rd} = f_{vdo} + 0,4*\sigma_n$$

Riportiamo adesso la modellazione FEM di un arco di un ponticello in muratura adibito al traffico stradale avente una luce di metri 8 e una freccia di 4 metri . I carichi stradali come da NTC 2018 agenti sul ponte sono i seguenti :



La larghezza del ponte è 8,20 m con due corsie da 3 metri parte laterale da 80 cm e parte rimanete centrale di 80 cm ; si considerano 2 combinazioni di carico

Combinazione di carico n° 1 e n° 2



Per individuare la esatta posizione del tandem essendo un ponte ad arco è necessaria la linea di influenza per forze viaggianti che massimizza le sollecitazioni; Le norme tecniche per ponti a travata stabiliscono che il tandem va posizionato come in figura

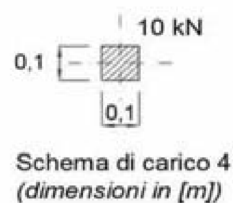
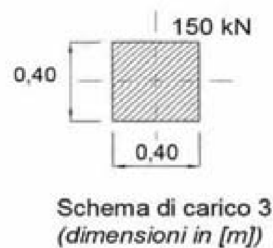
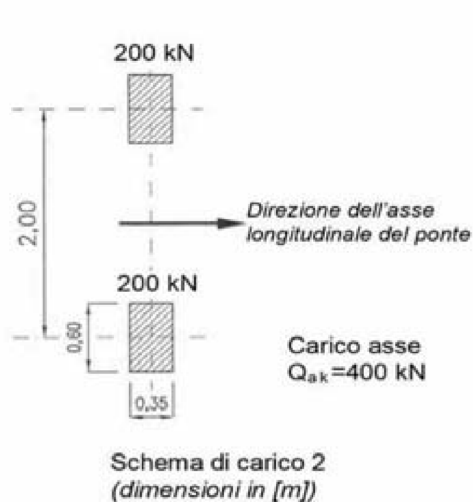
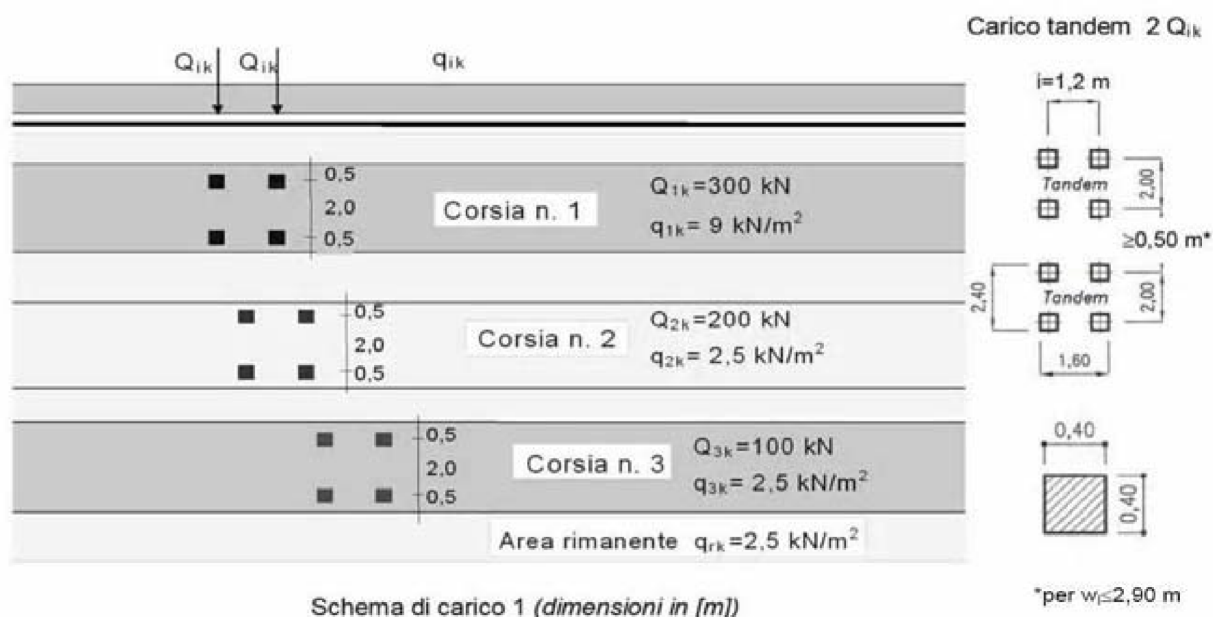


Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

Analisi dei carichi :

Peso proprio arco pietra dura $\gamma = 2500$ kg/mc

Materiale di riempimento $\gamma = 1400$ kg/mc

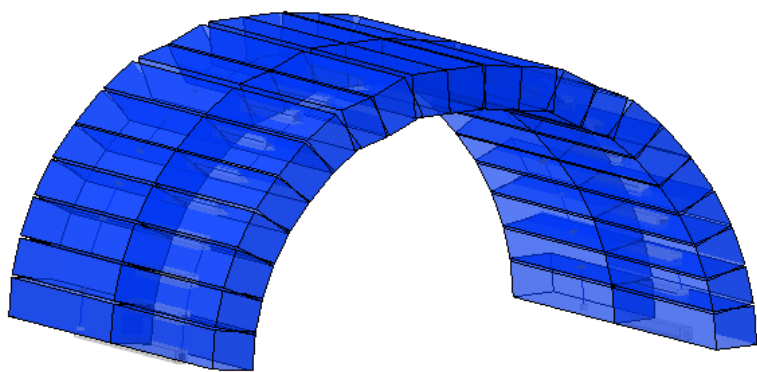
Massicciata $\gamma = 2100$ kg/mc

Individuiamo 2 archi affiancati ciascuno di larghezza 4,20 m come elemento trave collegati da elementi plate shell con le singole aste dell'arco di lunghezza in proiezione orizzontale di 60 cm e altezza della sezione trasversale 70 cm come riportato in figura .

Le coordinate dei nodi :

Nodo	Ascissa	Ordinata	Carico
1	435	0	
2	430	62	
3	417	120	
4	395	180	
5	366	235	
6	329	285	
7	284	335	
8	235	375	
9	180	395	
10	122	425	
11	62	43	
12	0	435	
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			

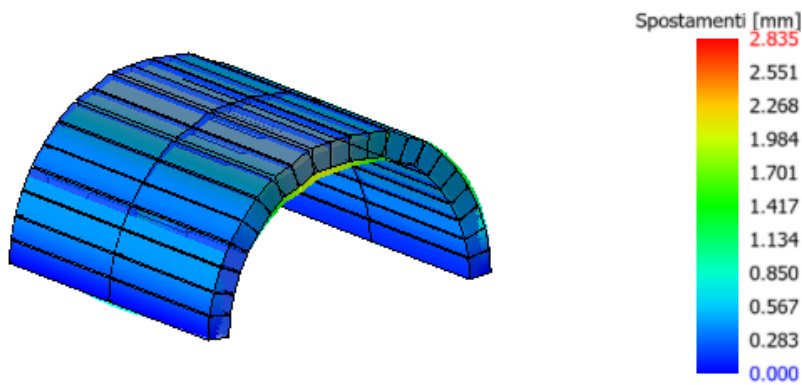
Come riempimento e massicciata consideriamo un carico costante per un'altezza media di 220 cm $Q = 1400 \cdot 2.2 \cdot 4.20 \cdot 1 = 12936 \text{ daN/ml}$ su ogni asta .



I conci sono stati modellati come elemento asta con elementi di collegamento orizzontali , (modellazione alternativa ad elementi plate shell per volte a botte) per la muratura sono stati assunti i seguenti moduli elastici

$E = 56000 \text{ daN/mq}$; $G = 14000 \text{ daN/mq}$

Riportiamo la deformata dell'arco per la condizione di carico più gravosa



Il valore massimo e minimo dello sforzo normale

$$N_{max} = 213054 \text{ daN} ; \quad N_{min} = 74540 \text{ daN} ;$$

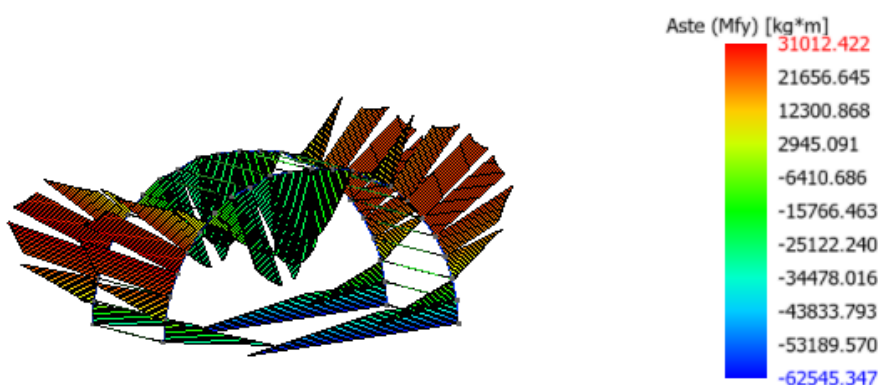
$$\text{Ai quali corrisponde il momento ultimo } Mu = N \cdot t / 2 \cdot [1 - N / (\alpha f_{md} \cdot A)] = 23309 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Il taglio max } V_{max} = 59662 \text{ daN} \quad \tau = 1,5 \cdot V / (420 \times 70) = 3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{rd} = f_{vdo} + 0,4 \cdot \sigma_n \approx 4 \text{ daN/cm}^2 \quad \gamma_m = 2$$

$$Fk = 56 \text{ daN/cm}^2 \quad \gamma_m = 2$$

Se ne vuole studiare il cinematismo ovvero il meccanismo di danno ; le sezioni di massimo momento sono alle imposte ed è lì che si formano le prime cerniere plastiche , il diagramma dei momenti



$$\text{Alle imposte } M = 43839 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad N = 171000 \text{ daN}$$

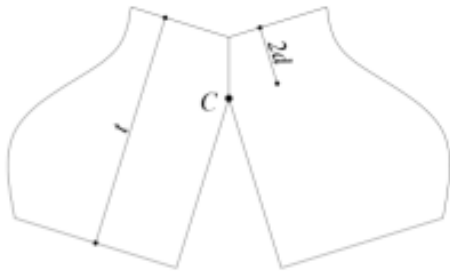
$$Mu = N \cdot t / 2 \cdot [1 - N / (\alpha f_{md} \cdot A)] = 51863 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{in chiave } M = 21796 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad N = 63759 \text{ daN}$$

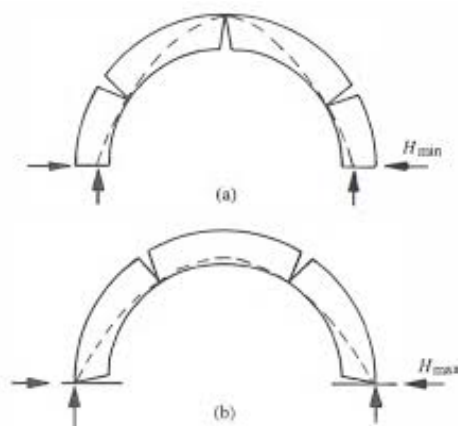
$$\text{Alle imposte } M = 43839 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad N = 171000 \text{ daN}$$

L'arco non è verificato si formano dei cinematismi

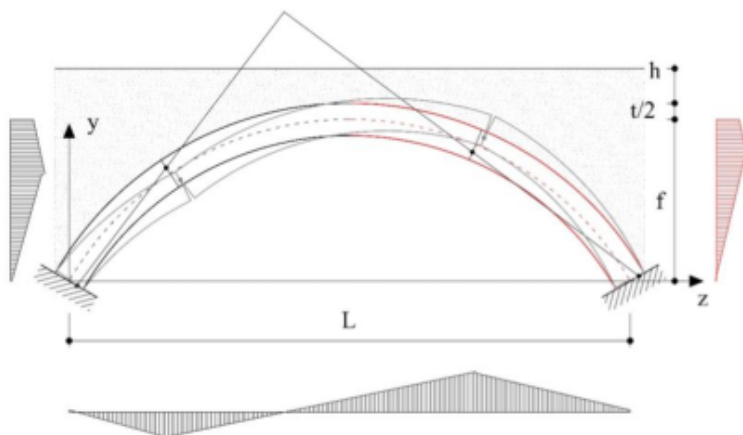
La cerniera plastica nell'arco è riportata in figura dove $d = M_u/N$ e la rotazione avviene intorno al punto C una volta superato il momento M_u



Nel calcolo il riempimento è stato considerato come carico costante in realtà è un carico variabile con valore minimo proprio in corrispondenza della chiave dell'arco come in figura



La cerniera in chiave non si forma il meccanismo di danno corrisponde alla formazione di 4 cerniere plastiche :



La scrittura del principio dei lavori virtuali $L_E = L_I$, dove il lavoro delle forze esterne è dovuto ai carichi verticali e alle azioni sismiche verticali mentre il lavoro delle forze interne è dovuto al momento plastico $M_u \cdot \Delta\phi$

$$\int P_i \cdot \varphi \cdot X_i dx + \sum M_i \cdot \Delta \varphi + \alpha_o \cdot \int F_i \cdot \varphi \cdot X_i dx = 0$$

Il moltiplicatore critico delle azioni sismiche verticali

$$\alpha_o = \left[\int P_i \cdot \varphi \cdot X_i dx + \sum M_i \cdot \Delta \varphi \right] / \int F_i \cdot \varphi \cdot X_i dx$$

Essendo il carico variabile le forze P_i ed F_i sono per unità di lunghezza

Il moltiplicatore di collasso riguarda esclusivamente le forze orizzontali che corrispondono alle azioni sismiche. Ottenuto il moltiplicatore di collasso staticamente ammissibile, la Circolare descrive la procedura per ricondurre quest'ultimo alla capacità in termini di accelerazione orizzontale, da confrontare con l'accelerazione sismica di progetto

$$\alpha_{Z,SLV} = q \cdot \alpha_{Z,SLD}$$

Dove q è il fattore di comportamento che, in assenza di valutazioni più accurate, può essere assunto pari a 2, $\alpha_{Z,SLD}$ è invece:

$$\alpha_{Z,SLD} = \alpha_o \cdot g / (E \cdot FC)$$

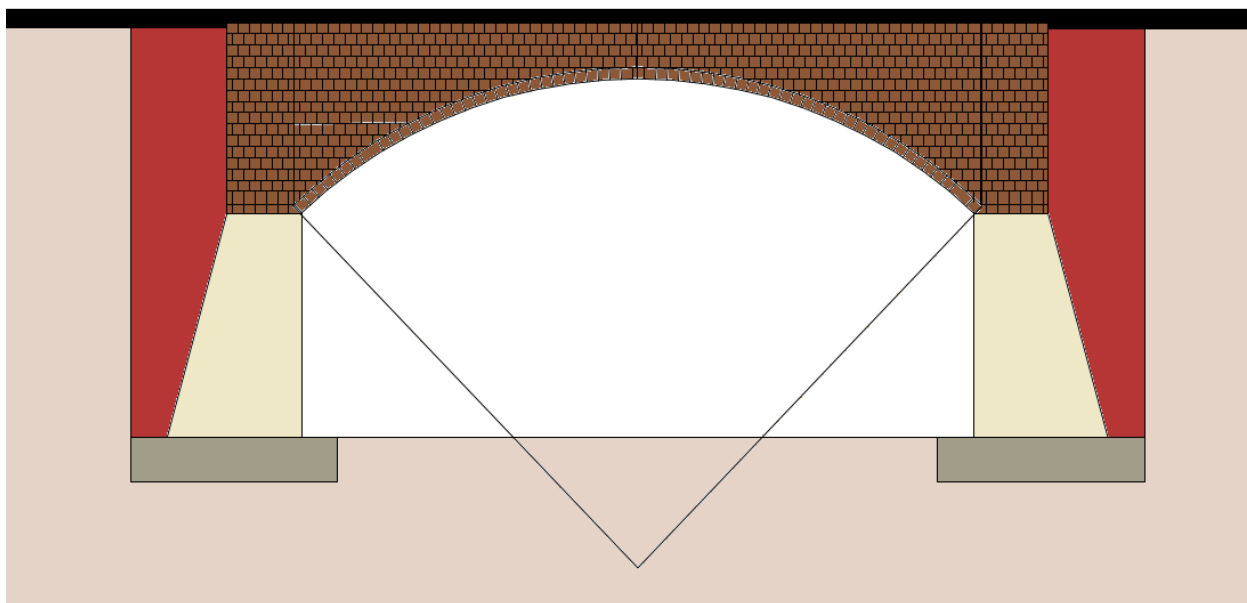
4- I ponti in laterizio armato

Il vantaggio del realizzare un ponte in laterizio armato risiede nell'utilizzare materiali più leggeri, il peso specifico di una muratura armata è di circa 800÷950 kg/mc mentre il solo materiale di riempimento ha un peso specifico di circa 1400 mc inoltre facendo riferimento alla teoria delle travi rastremate diminuisce la spinta sulle imposte. Il blocco per zona sismica poroton ha le seguenti dimensioni

codice articolo Nome	dimensioni (mm)			peso (kg)	%	tipo e impiego	$\lambda_{10, dry}$ (W/mK)	U(1)	(W/m²K)	EI/REI	$R_{w,21}$ (kg)	PZ/m²	PZ/m³	m.s. (kg/m³)	regg.	banc.	scheda tecnica
	s	h	l														
800-302519  POROTON P800 25x30x19	h	250	190	300	12,0	≤ 45	liscio	0,205	0,739	240/120	49,3	16,5	66	220	—	60	
800-302519  POROTON P800 30x25x19	h	300	190	250	12,0	≤ 45	liscio	0,181	0,585	240/180	51,8	19,8	66	270	—	60	
800-302525  POROTON P800 25x30x25	h	250	250	300	16,0	≤ 45	liscio	0,205	0,733	240/120	49,3	12,7	51	225	45	—	
800-302525  POROTON P800 30x25x25	h	300	250	250	16,0	≤ 45	liscio	0,181	0,577	240/180	51,9	15,1	51	270	45	—	

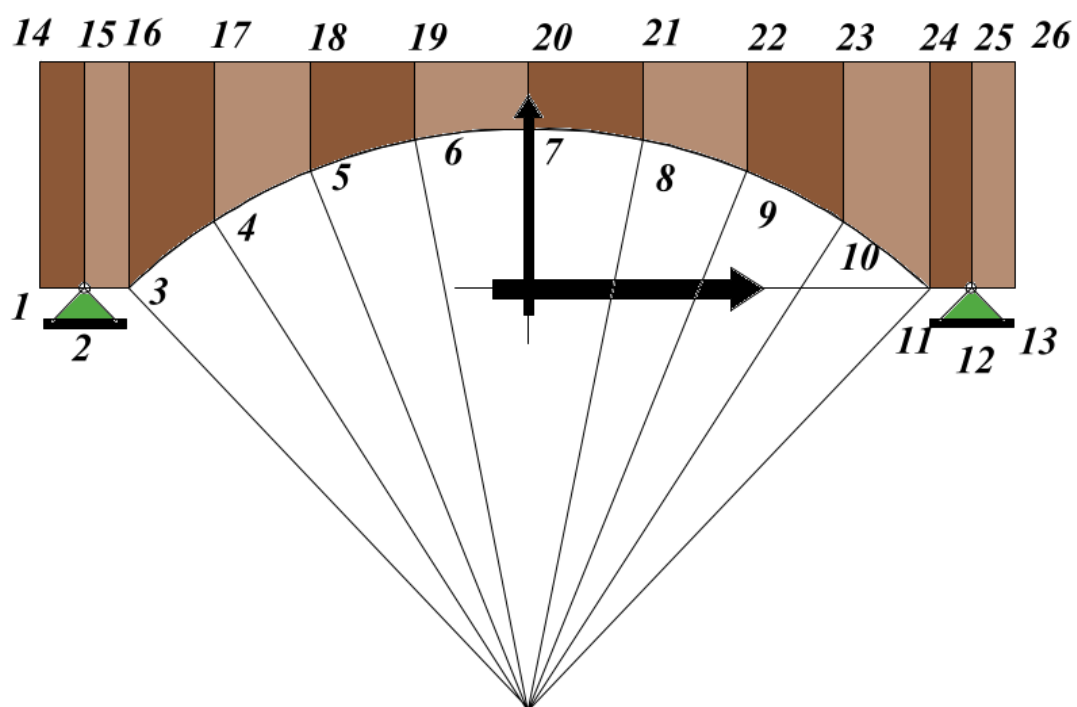
La realizzazione di una parete in muratura armata rastremata ad arco prevede la costruzione dell'arco e della parte di riempimento disponendo dei ferri di armatura verticali ed orizzontali come riportati in figura; la funzione delle armature è quella di assorbire gli sforzi di trazione e la parte si presta bene per strutture ad arco ribassato. Per un arco ribassato di luce 15 m freccia 3m angolo al centro di circa 87° rag-

gio di 10,87 m la lunghezza dell'arco di circonferenza 16,50 m occorrono circa 66 blocchi aventi dimensioni 30x25x25



Il peso della parete di laterizio per uno spessore di 30 cm è pari a circa 12500 kg.

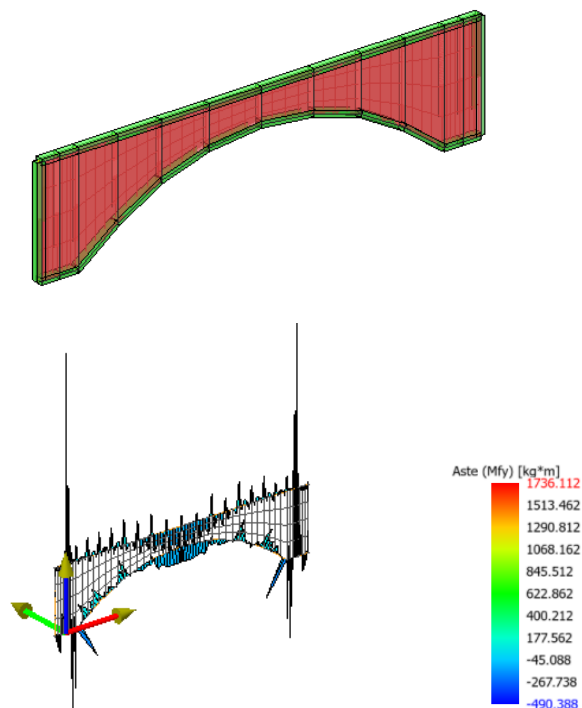
Eseguiamo una modellazione FEM della seguente parete di muratura armata tramite elementi plate shell per la parte superiore ed aste per l'arco come in figura:

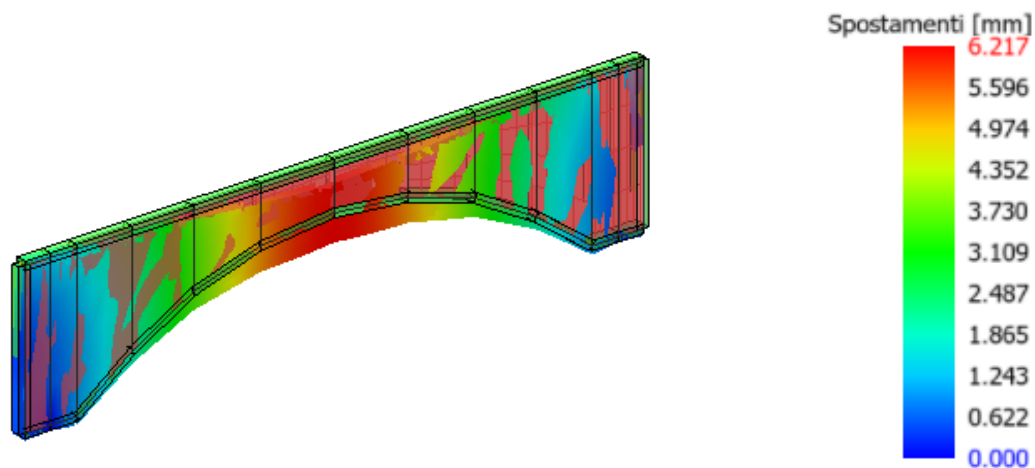


Le coordinate dei nodi

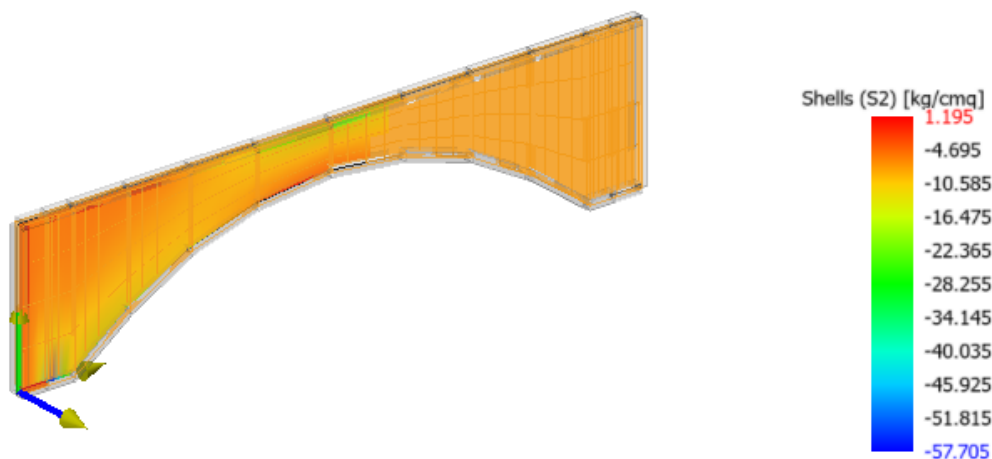
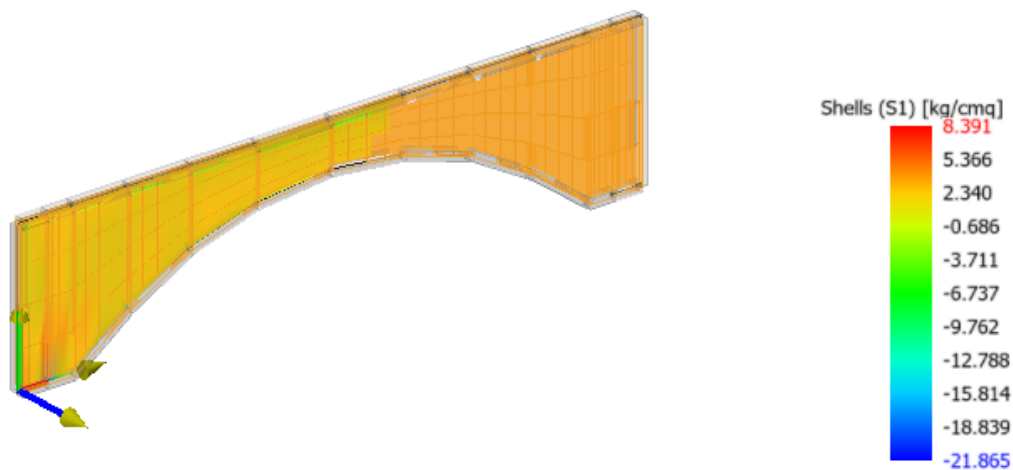
Nodo	X	Y
1	-9	0
2	-8.25	0
3	-7.50	0
4	-5.88	1.20
5	-4.1	2.19
6	-2.15	2.78
7	0	3
8	2.15	2.78
9	4.1	2.19
10	5.88	1.20
11	7.50	0
12	8.25	0
13	9	0
14	-9	4.25
15	-8.25	4.25
16	-7.50	4.25
17	-5.88	4.25
18	-4.1	4.25
19	-2.15	4.25
20	0	4.25
21	2.15	4.25
22	4.1	4.25
23	5.88	4.25
24	7.50	4.25
25	8.25	4.25
26	9	4.25

*Eseguiamo la modellazione FEM tramite il software iperspace applicando un carico costante Q inserendo un'asta orizzontale fittizia per riportare il carico nei nodi .
L'enorme vantaggio è che diminuisce il momento flettente nell'arco ovvero non si forma il meccanismo di danno con cerniere plastiche*

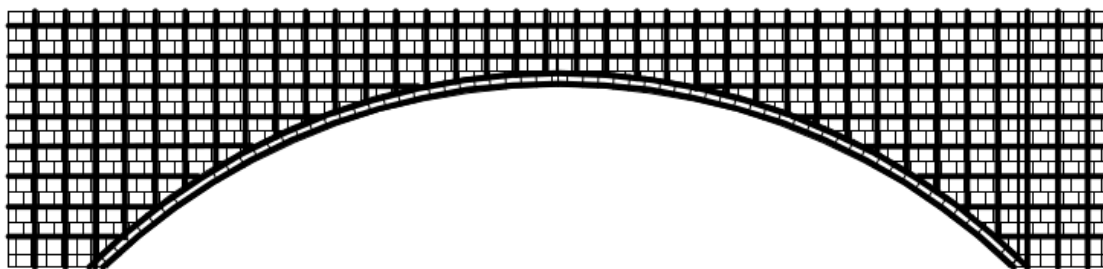




Le tensioni principali di trazione e compressione nella muratura



Le tensioni di compressione e trazione sono eccessive ma bisogna tener presente che il carico è stato amplificato per un coefficiente 1.5 ed è elevato poiché la trave ha uno spessore di circa 30 cm e si hanno problemi di svergolamento. Nella trave vanno disposte armature verticali ed orizzontali e ferri sagomati secondo una curva nell'arco di sostegno.



Vista la diffusione delle armature i ferri sono di piccolo diametro $8\div 10\text{ mm}$

*Progettiamo un **ponte ferroviario** di larghezza 4 metri ad unico binario è chiaro che vanno inserite anche armature trasversali alla direzione del ponte per la ripartizione dei carichi tra le pareti di muratura affiancate . La tecnica costruttiva è molto onerosa va predisposta la centina conviene disporre delle travi prefabbricate di cemento armato o realizzare la struttura in acciaio con schemi reticolari . Le architravi potrebbero essere disposte ad interasse regolare ad esempio 100 cm con irrigidimenti trasversali come per i ponti a travata.*

Schema di carico

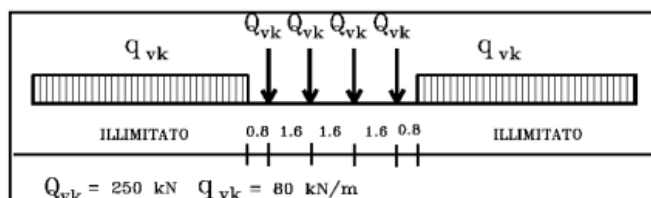
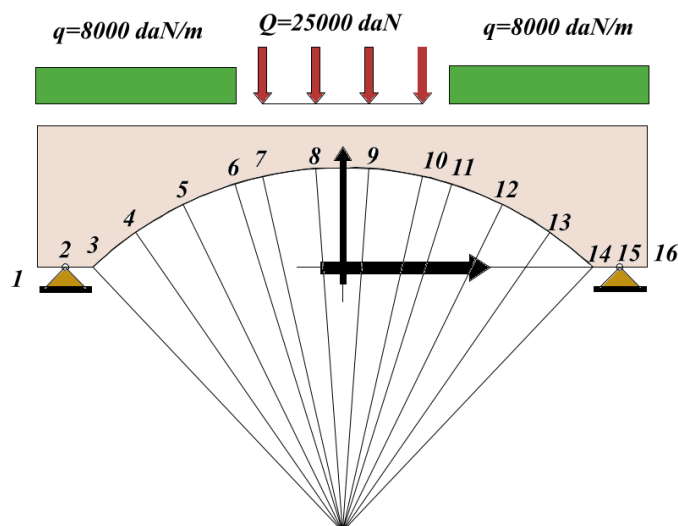


Fig. 5.2.1 - Modello di carico LM71

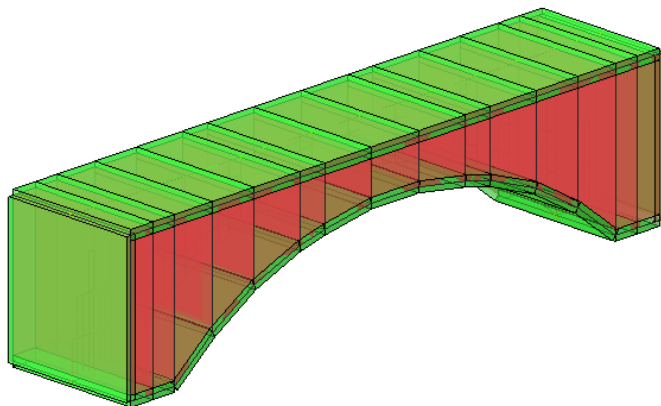
Per l'arco occorre una nuova modellazione al fine di consentire l'inserimento dei carichi



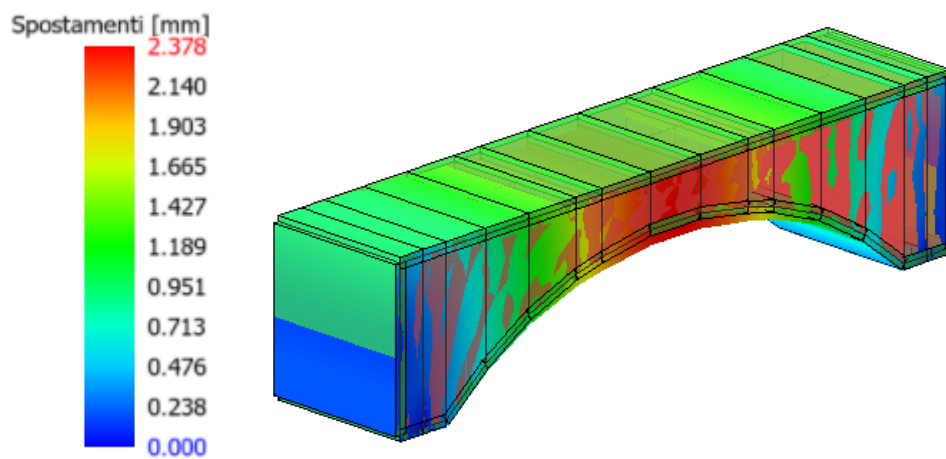
Coordinate dei nodi

Nodi	Coordinata X	Coordinata Y
1	-9	0
2	-8.25	0
3	-7.50	0
4	-6.22	1.04
5	-4.80	1.90
6	-3.25	2.50
7	-2.40	2.70
8	-0.82	2.96
9	0.82	2.96
10	2.40	2.70
11	3.25	2.50
12	4.80	1.90
13	6.22	1.04
14	7.50	0
15	8.25	0
16	9	0

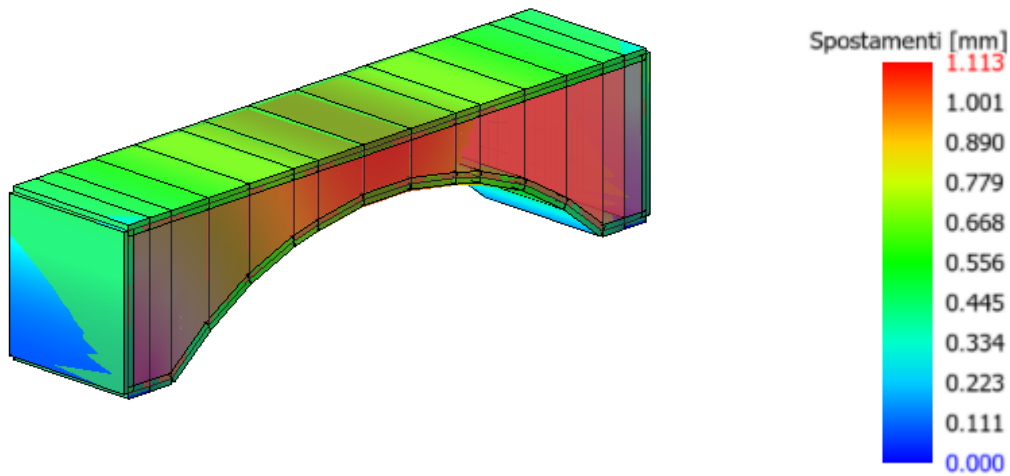
Riportiamo la modellazione dell'arco eseguita tramite il software iperspace bim personal edition



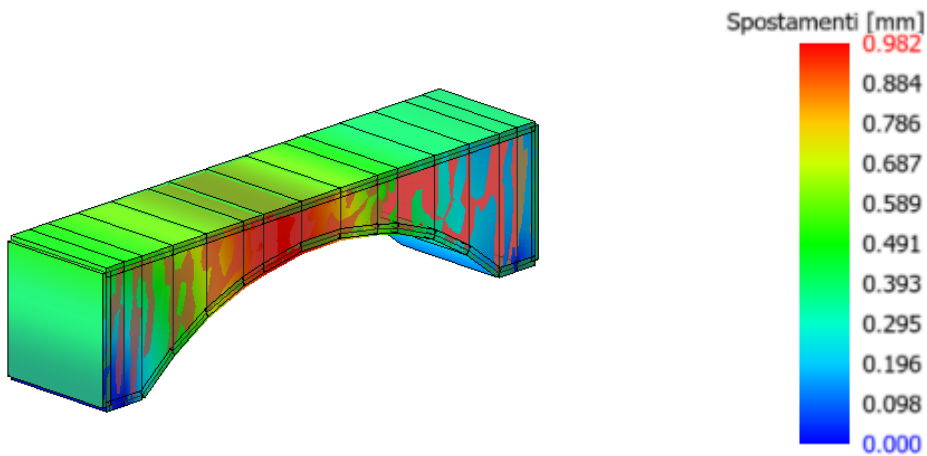
La deformata del ponte per soli carichi verticali compreso il treno di carico



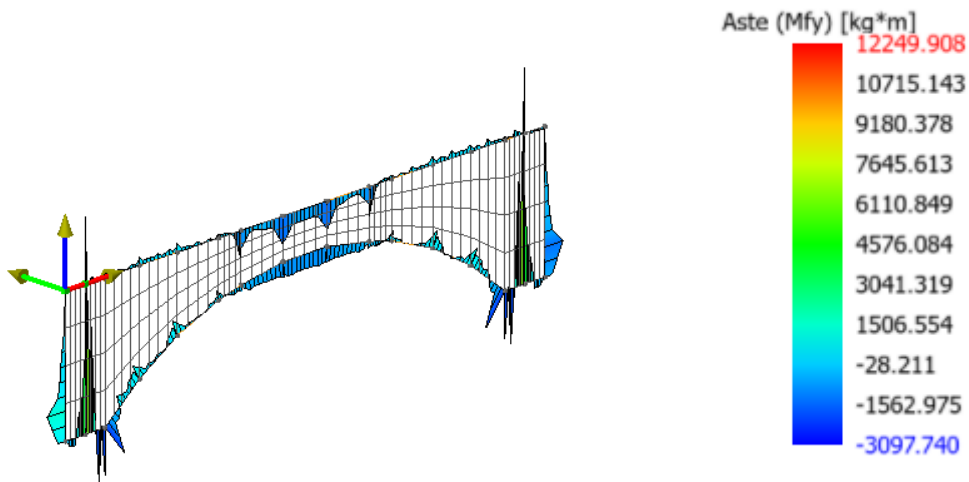
*Il sisma le azioni orizzontali sono state considerate in assenza del treno di carico quindi soltanto i carichi verticali **Sisma Y***



Sisma X

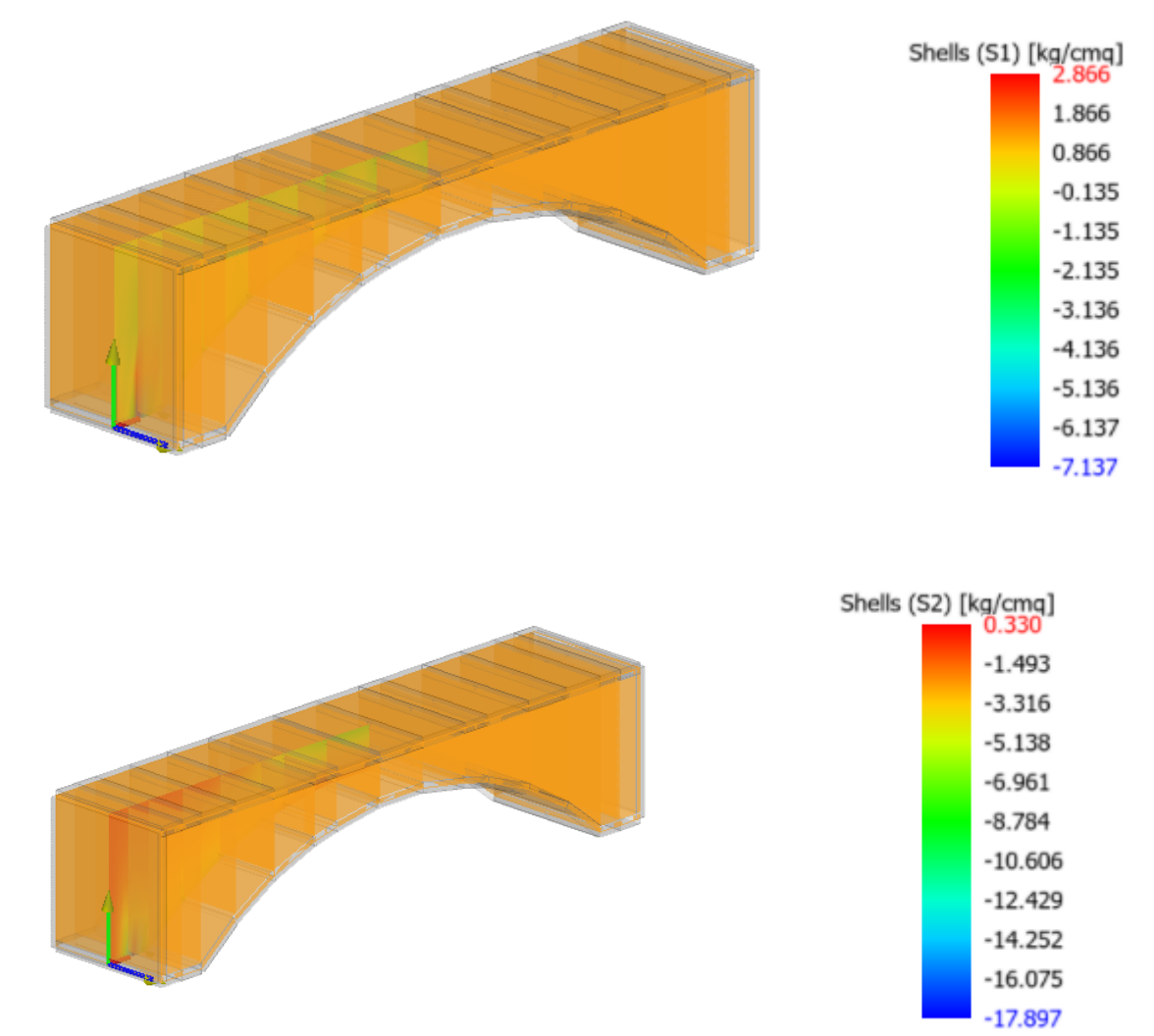


Le sollecitazioni flettenti nelle aste



La cerniera si forma solo nella chiave dell'arco e non si hanno meccanismi di danno

Le tensioni principali nei setti di muratura intermedi



Il vantaggio di un ponte di muratura armata oltre ad essere meno pesante è che non si formano meccanismi di danno ovvero la cerniera si forma solo in chiave ; inoltre si ha possibilità di disporre armature metalliche anche sulle spalle . La reazioni vincolari agli appoggi vincolati come delle cerniere per soli carichi verticali compreso il treno di carico

Comb. 1(Solo Permanenti)

Nodo	X cm	Y cm	Z cm	Fx kg	Fy kg	Fz kg	Mx kg*m	My kg*m	Mz kg*m
2	-825	0	0	-265924	-0	-329089	-0	-0	-0
5	825	0	0	265924	-0	-329089	-0	-0	-0
Risultante	0	0	0	0	-0	-658177	-0	0	-0

Per azioni sismiche orizzontali

Comb. 4, Comb. Masse 1 (SISMAY_SLV)

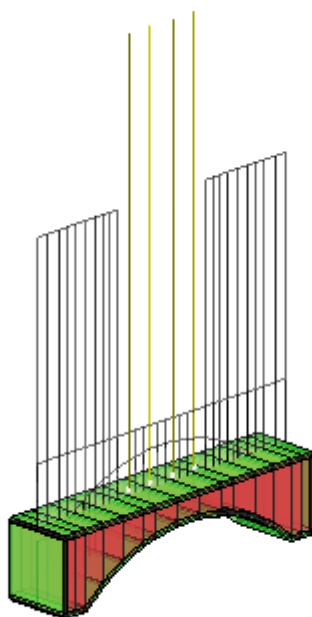
* Cattura rettangolare

Nodo	X	Y	Z	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	cm	cm	cm	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
2	-825	0	0	-123521	34889	-179299	-112928	-0	69556
				-123521	-34889	-179299	112928	-0	-69556
5	825	0	0	123521	34889	-179299	-112928	-0	-69556
				123521	-34889	-179299	112928	-0	69556
Risultante									
Sisma I	0	0	0	0	69779	-358598	-225856	0	-0
Sisma II	0	0	0	-0	-69779	-358598	225856	-0	0

* Cattura rettangolare

Nodo	X	Y	Z	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	cm	cm	cm	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
2	-825	0	0	-91443	-0	-161516	0	-0	-0
				-155599	0	-197082	-0	-0	0
5	825	0	0	155599	0	-197082	0	-0	0
				91443	-0	-161516	-0	-0	-0
Risultante									
Sisma I	0	0	0	64156	-0	-358598	0	293418	0
Sisma II	0	0	0	-64156	0	-358598	-0	-293418	-0

I carichi applicati peso proprio e treno di carico



5- L'impatto ambientale e urbano dei ponti in muratura

I ponti in muratura fanno parte del patrimonio storico italiano al pari dei borghi li possiamo ritenere appannaggio dei beni culturali basti pensare a tutti i ponti romani sul Tevere o dei ponti della laguna di Venezia o i ponti sull'Arno.



I ponti in muratura moderni, ed in particolare quelli ferroviari, sono stati costruiti in un periodo che va all'incirca dal 1840 al 1930, nonostante siano identificabili esempi di ponti più datati, rinascimentali o addirittura risalenti all'epoca romana. Queste strutture alcune volte mastodontiche creano poco impatto ambientale poiché la muratura è un materiale ecologico oltre che antico e si inseriscono perfettamente nel paesaggio ambientale e urbano

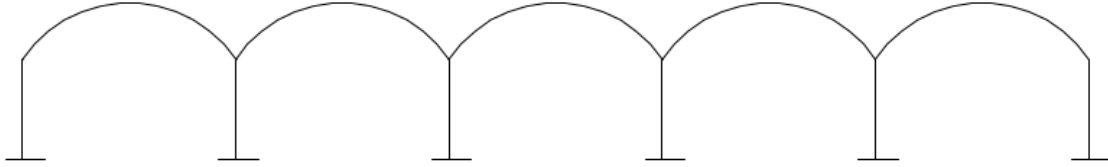


Sono delle strutture che al pari degli edifici storici dovrebbero essere oggetto di visite guidate, lo svantaggio è che sono fuori dai centri abitati e non sono meta di turismo.

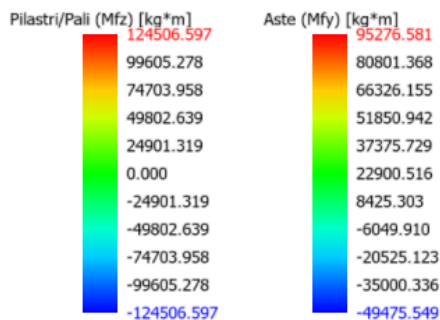
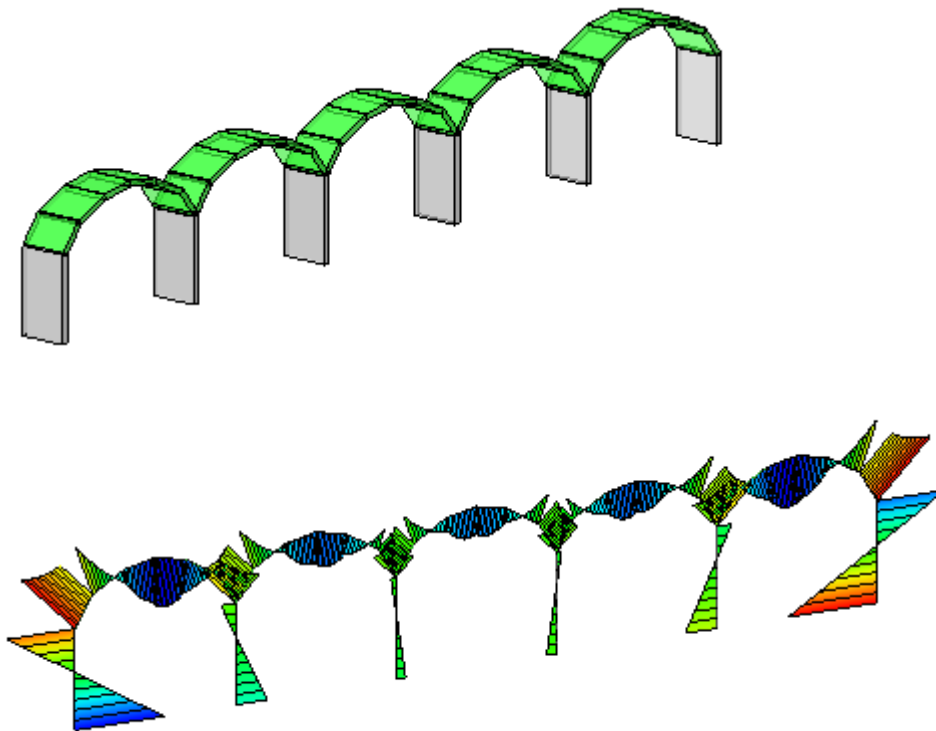


6- La modellazione FEM di un ponte in muratura a più arcate

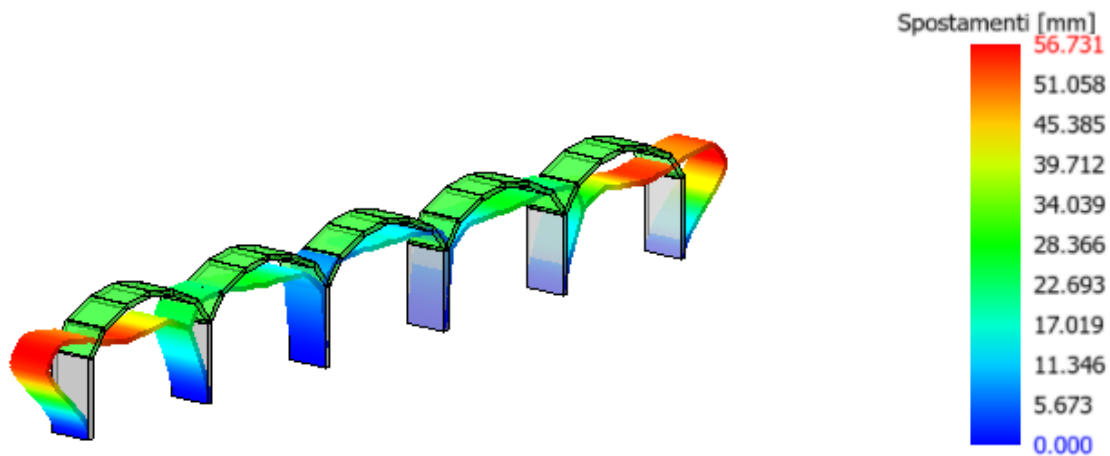
Modelliamo un ponte in muratura a più arcate con pile intermedie e spalle di estremità con schema statico riportato in figura .



Modelliamo il ponte con gli archi e applichiamo un carico verticale uniforme per vedere l'andamento del diagramma dei momenti e dove si formano approssimativamente le cerniere plastiche ; le arcate sono uguali con luce 15m e freccia 4 m.



Riportiamo la deformata del ponte si vede che i massimi spostamenti si hanno alle estremità poiché abbiamo trascurato la spinta del terrapieno sulle spalle



Dal diagramma dei momenti vediamo che le cerniere plastiche si formano nelle pile terminali e all'interno delle arcate ; è il classico meccanismo di danno dei porticati degli edifici poiché le spinte non sono bilanciate dal terrapieno . La soluzione migliore sarebbe modellare il terrapieno come continuo elastico a tergo delle spalle facendo riferimento ad un volume significativo di terreno considerando la interazione cinematica.

Modellazione di un ponte ferroviario larghezza 4 m con spalle e terreno a tergo.

Modelliamo un ponte in muratura con spalle molto robuste

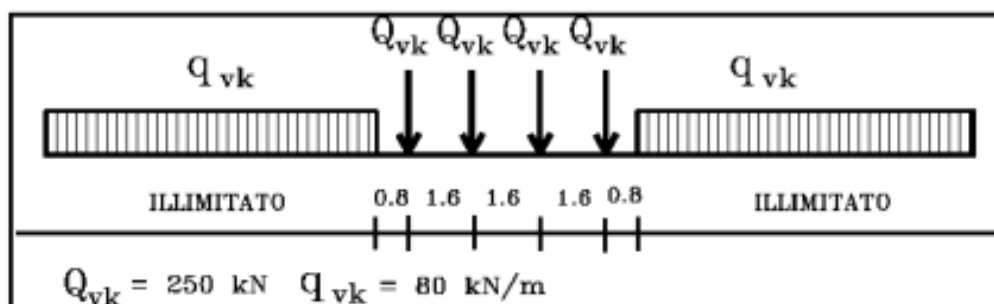


Fig. 5.2.1 - Modello di carico LM71

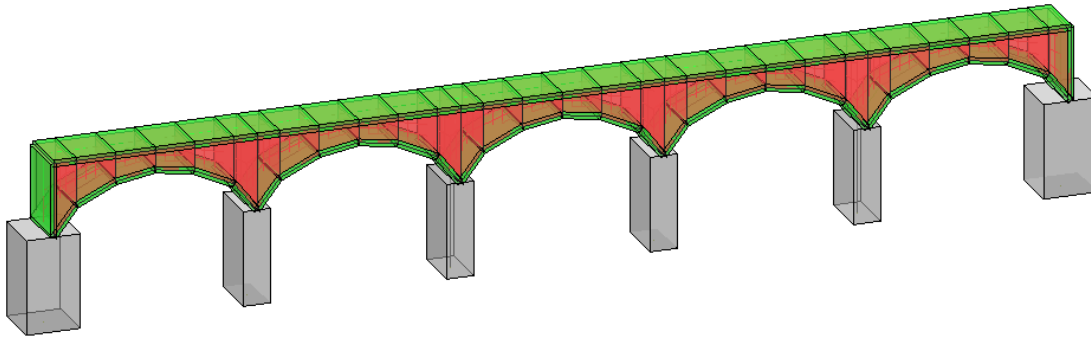
La modellazione strutturale non prevede nodi a 160 cm il carico è stato leggermente modificato ; le caratteristiche della muratura sono le seguenti

$E = 56000 \text{ daN/cm}^2$

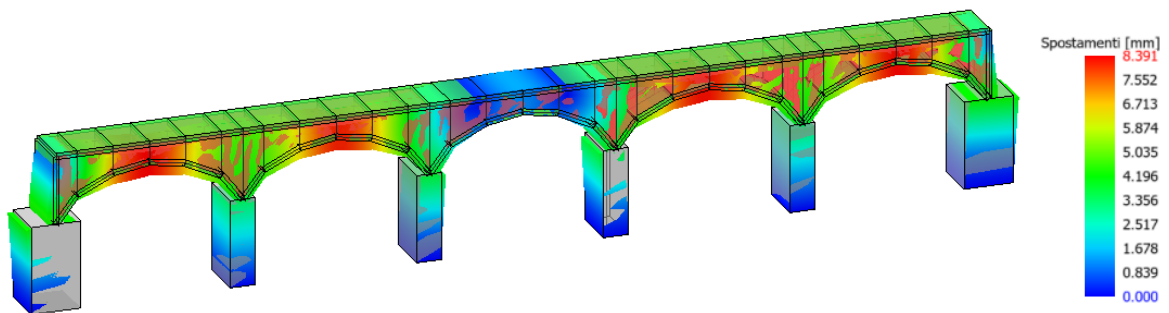
$G = 14000 \text{ daN/cm}^2$

$\Gamma = 1500 \text{ kg/m}^3$

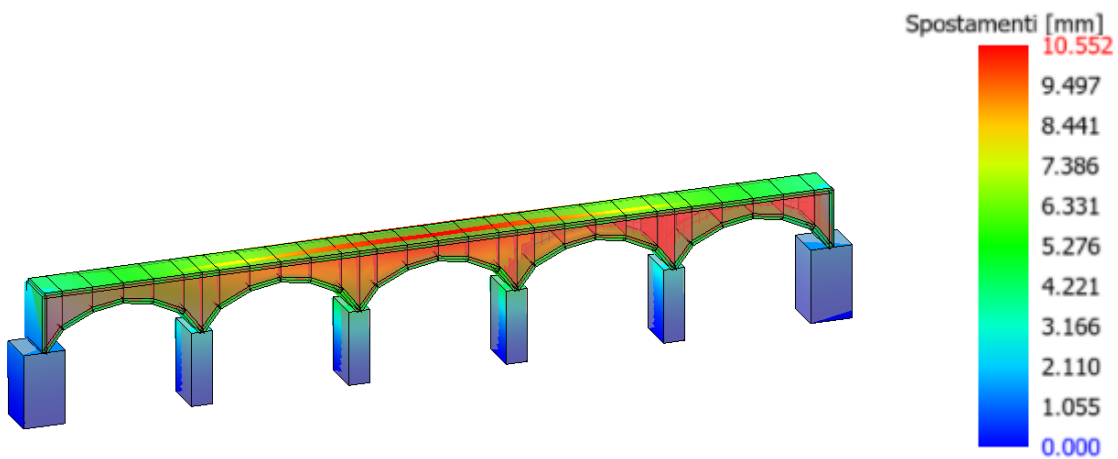
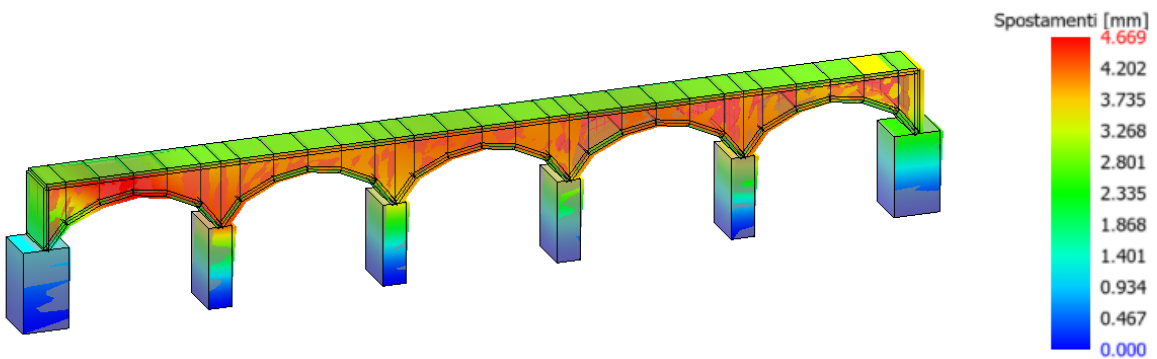
La modellazione del ponte :



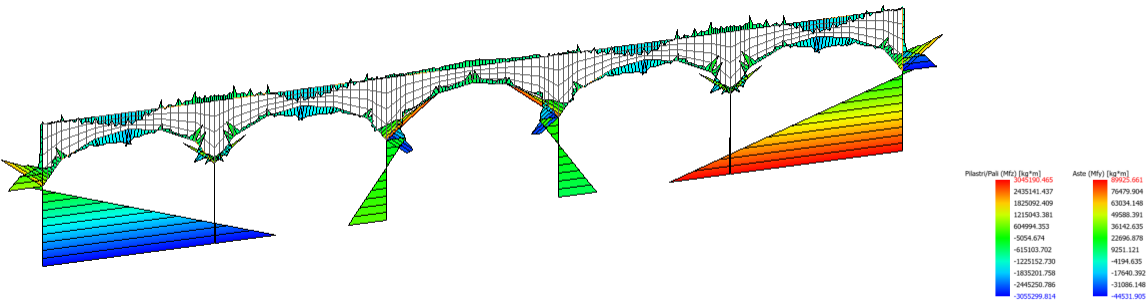
La deformata per carichi verticali e treno di carico



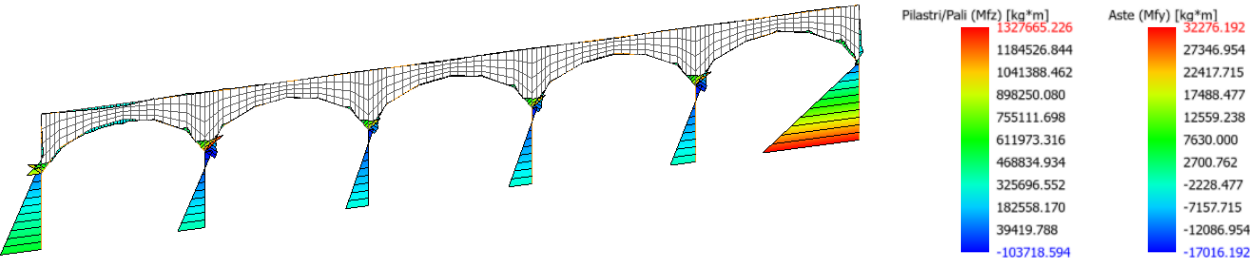
Azioni sismiche orizzontali direzione X ed Y



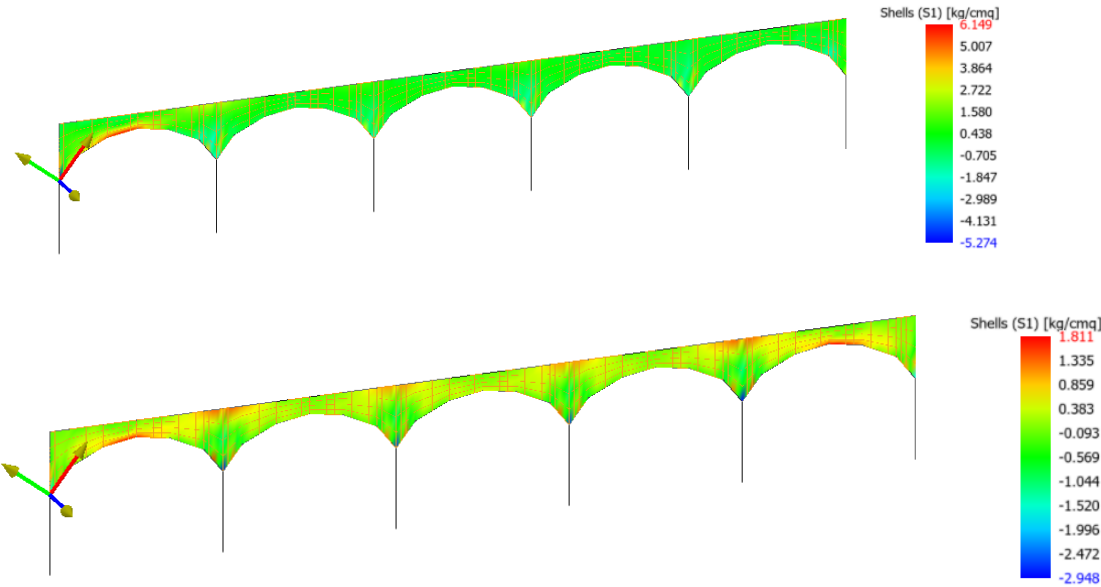
Sollecitazioni momenti flettenti nelle aste per carichi verticali e treno di carico



*Le spalle sono molto robuste hanno una sezione 4x4 m
Sisma direzione X*



Le tensioni principali nei setti di muratura per carichi verticali



7- Conclusioni

I ponti in muratura rappresentano per me un nuovo argomento ed in questi appunti se ne è voluto studiare il comportamento strutturale , non fanno parte tranne per alcune università italiane dei programmi di studio poichè vengono privilegiati i ponti in cemento armato e in acciaio . La tecnica costruttiva è molto onerosa ed oggi non vengono più costruiti sono preferibili altri materiali quali acciaio e calcestruzzo anche prefabbricati , i costi sarebbero proibitivi poiché i tempi di costruzione sono molto lunghi . Il ponte viene realizzato attraverso archi e materiali di riempimento quindi palesano dei meccanismi di danno vi sono però ponti ferroviari in cui il materiale di riempimento è la stessa in muratura per i quali è valida la modellazione vista nell'ultimo paragrafo . Per me come detto è una occasione per approfondire la mia preparazione e conoscenze nel settore strutturale bisogna tener presente che sono dei beni monumentali e dovrebbero essere oggetto di visite guidate . Gli appunti derivano dall'assemblaggio di materiale reperibile on line ampliato con delle mie considerazioni e modellazioni strutturali.



Nel ponte vi è il timpano e all'interno il materiale di riempimento , la modellazione vista si adatta per nuovi ponti in muratura o in fase di consolidamento se si prevede la sostituzione del materiale di riempimento con consolidamento all'estradosso delle arcate della volta .

Le volte

1-Introduzione

2- Tipologie di volte

3- La teoria di Pucher

4-Il metodo agli elementi FEM per le volte

5- Le volte in muratura

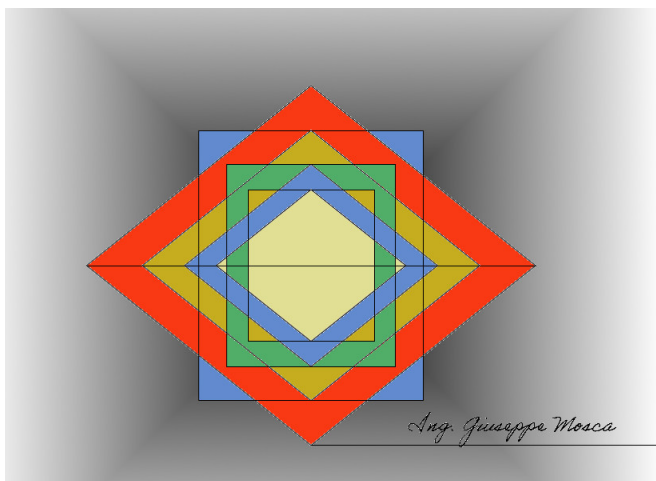
6- Le volte laminari in laterizio armato

7- Le volte di cemento armato

8- Le volte in legno

9- Le volte in acciaio e alluminio

10 Conclusioni



N.B. Mi scuso di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1-Introduzione

Le volte sono delle strutture che grazie alla loro forma arcuata alla stessa stregua degli archi sono capaci di coprire grandi luce essendo tutte compresse ; le prime tipologie di volte realizzate sono quelle in muratura che troviamo nelle nostre chiese dove la muratura è un materiale non reagente a trazione in grado di portare il carico verticale solo per effetto dello sforzo normale di compressione. Accanto alle volte in muratura vi sono le volte sottili in cemento armato dove l'esiguo spessore si rende necessario per alleggerire la volta che altrimenti sarebbe troppo pesante e non in grado di portare neanche il suo peso proprio . Tipiche sono le grandi strutture nervate di Pier Luigi Nervi dove le costolature seguono le isostatiche di trazione e compressione ovviamente nelle volte sottili viene predisposta della armatura metallica una doppia rete maglia quadrata la cui funzione è quella di assorbire le forze di trazione. Le volte nel corso degli anni si sono evolute ed abbiamo grandi esempi di coperture reticolari in acciaio e legno utilizzate per grandi musei e padiglioni espositivi le cosiddette strutture o cupole geodetiche grandi strutture di copertura con maglia triangolare con elementi di modesto spessore ; le volte prefabbricate in calcestruzzo che riducono i tempi di costruzione e quindi sono a basso costo. Poi vi sono esempi di strutture arcuate moderne



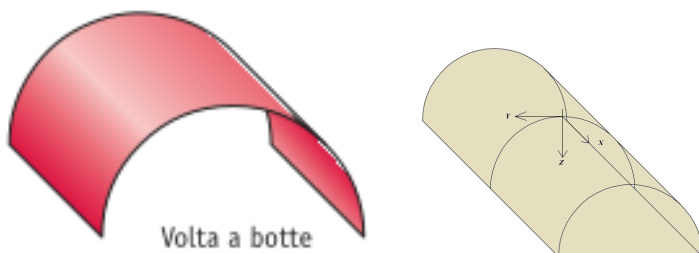
Le volte hanno una loro valenza oltre che strutturale e storica hanno un valore architettonico sono delle strutture di notevole pregio adatte a coprire grandi luci.

2- Tipologie di volte

Le volte sono delle derivate dall'arco, fino all'età contemporanea hanno avuto grande importanza nell'architettura, perché consentivano di realizzare coperture di ambienti, anche molto vasti, con elementi di modeste dimensioni (mattoni o blocchi di pietra). Con la moderna tecnologia del cemento armato esse hanno generato nuove tipologie molto innovative, che lasciano al progettista grandi margini di creatività per definire gli spazi e caratterizzare l'intero organismo architettonico. Queste strutture fiorirono in età romana come naturale derivazione dell'arco; mentre quest'ultimo era destinato a delimitare aperture nei muri, le volte consentivano la copertura degli ambienti. La loro realizzazione era basata sulla tecnica costruttiva delle muraure in calcestruzzo, cioè mattoni o blocchi di pietra assemblati con un legante a base di calce. La qualità del calcestruzzo, del quale i romani furono maestri, era garanzia della solidità delle volte, che gradualmente conquistarono leggerezza e dimensioni sempre maggiori. Le tipologie classiche sono distinte in volte semplici e volte composte.

Le volte semplici

Volta a botte, struttura semicilindrica poggianti su due muri di spalla; quando i muri seguono un andamento circolare viene detta volta anulare, qual è ad esempio quella degli ambulatori del Colosseo.

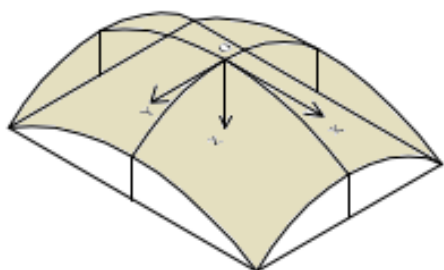


La equazione della superficie della volta essendo costituita da archi circolari o parabolici con sistema di riferimento nel colmo è quella di una parabola o di una circonferenza

$$Z = Y^2 ; (Z-R)^2 + Y^2 = R^2 \quad X = k$$

Volta di traslazione

È ottenuta facendo traslare degli archi di cerchio o di parabola secondo 2 piani tra di loro ortogonali



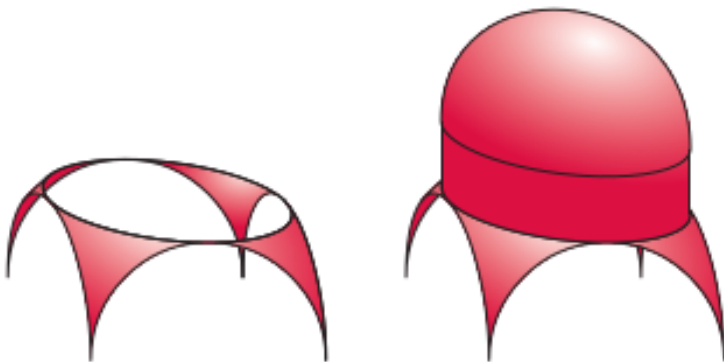
*È simile ad una volta a vela struttura emisferica sezionata da piani verticali, passando per i muri o i pilastri di sostegno. La volta a vela è pertanto delimitata da archi poggianti sui pilastri o sui muri; se si seziona con un piano orizzontale tangente agli archi, la volta viene divisa in una calotta e in quattro **pennacchi** sferici. Spesso i pennacchi sono impiegati per raccordare una base poligonale a una cupola.*

La equazione della superficie si ottiene dalle equazioni dei due archi nelle due direzioni

$$Z = f(x) + g(y) ; \quad (Z - R_Y)^2 + Y^2 = R_Y^2 \quad (Z - R_X)^2 + X^2 = R_X^2$$

Essendo la pianta della volta rettangolare i due archi hanno un raggio differente

$$Z = R_X + R_Y - [R_Y^2 - Y^2]^{1/2} - [R_X^2 - X^2]^{1/2}$$

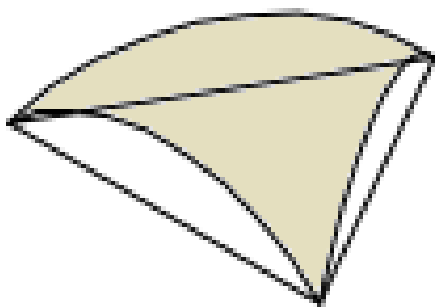


Pennacchi sferici
originati dalla
sezione di una volta a vela

Cupola emisferica
su tamburo cilindrico
poggianti su pennacchi sferici

Volta su pianta triangolare

Paraboloide ellittico su pianta triangolare



La equazione generica di un paraboloide ellittico

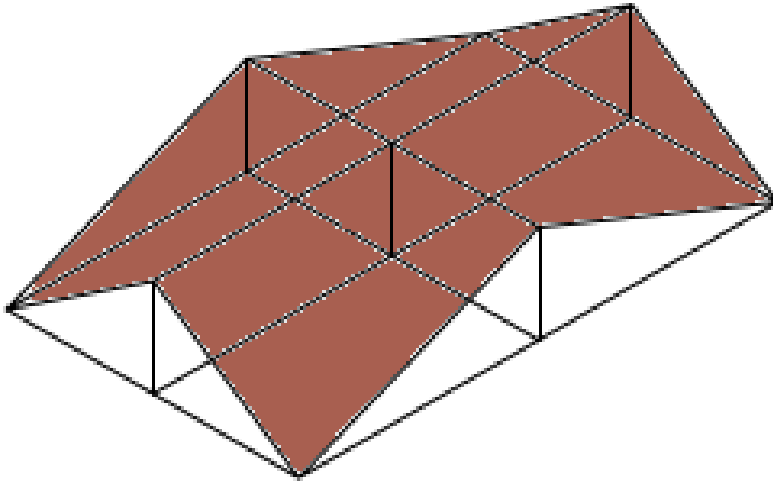
$$Z = X^2 / h_1 + Y^2 / h_2$$

la volta è una volta di traslazione e può essere ottenuta traslando anche degli archi di circonferenza ottenendo la equazione precedente

-Paraboloide iperbolico

La equazione del parabolide iperbolico la volta a padiglione

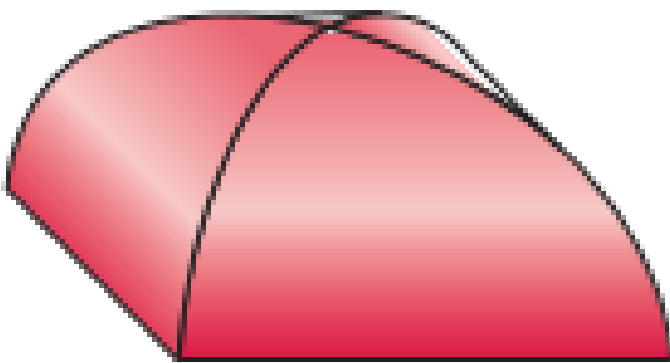
$$Z = X \cdot Y / c$$



Il sistema di riferimento ha origine sempre nel colmo della volta .

Le volte composte

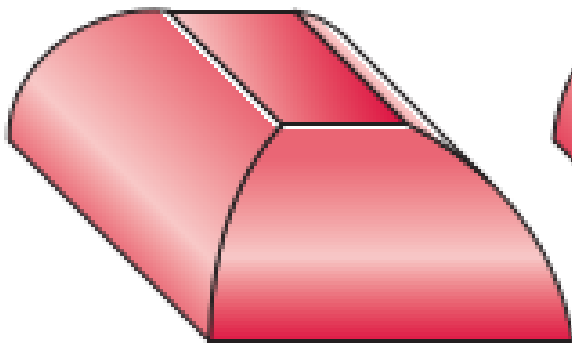
***Volta a padiglione**, generata dall'intersezione di due volte a botte che hanno i lati d'imposta sui muri che delimitano l'ambiente. Gli spicchi che formano la volta a padiglione sono detti falde o fusi. Il poligono di base può avere anche più di quattro lati, come nel capolavoro di Brunelleschi in Volte a vela nel Palazzo della Ragione a Milano (1316). S. Maria del Fiore a Firenze.*



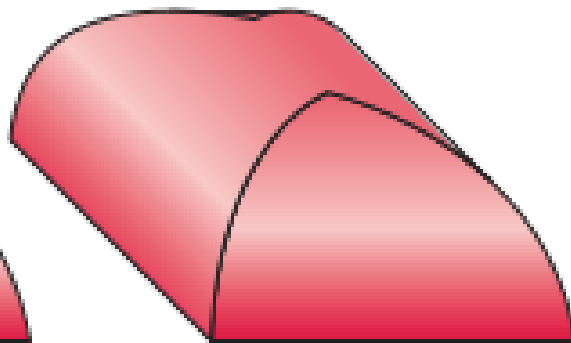
Volta a padiglione

Le sezioni con piani verticali individuano due semi archi ed un tratto orizzontale nelle due direzioni , le equazioni sono quindi di una circonferenza e di una retta orizzontale .

• **Volta a schifo**, derivata dalla volta a padiglione sezionata da un piano orizzontale, espediente per ottenere una superficie piana per decorazioni; usata specialmente nelle sale di rappresentanza dei palazzi dal Rinascimento in poi.



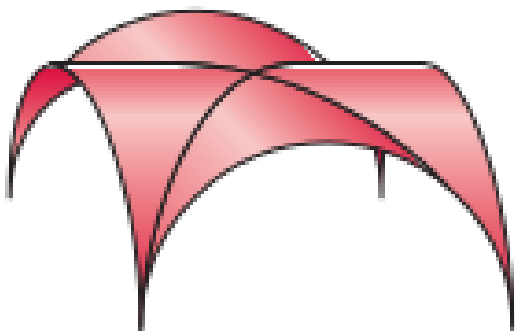
Volta a schifo



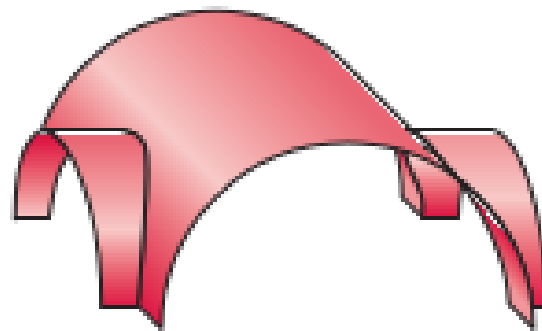
Volta a botte con testate a padiglione

• **Volta a crociera**, generata dall'intersezione di due volte a botte, delle quali restano solo dei settori, chiamati lunette o unghie. Questo tipo di volta poggia solo sui vertici del poligono di base.

• **Volte lunettate**, originate dall'innesto di lunette in volte a padiglione o a botte di diametro maggiore; le lunette consentono l'apertura di porte o finestre nella volta principale.

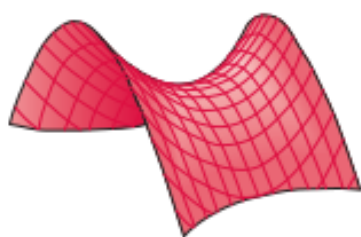


Volta a crociera

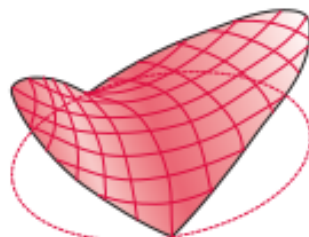


Volta a botte con lunette

Altre tipologie di volte contemporanee

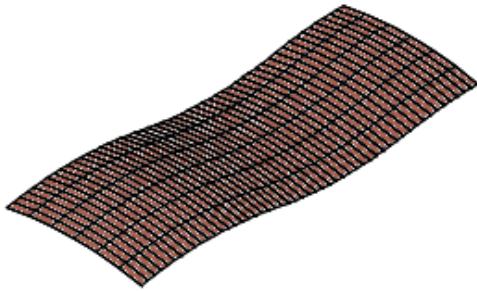


Volta a paraboloide iperbolico



Volta sottesa

Una ulteriore volta che rappresenta le onde del mare sinusoidali traslate secondo degli archi trasversali



3- La teoria di Pucher

La parola guscio viene comunemente utilizzata in ambito strutturale per indicare, a volte impropriamente, qualsiasi struttura sottile, con due dimensioni molto maggiori della terza, lo spessore. Per questo motivo la loro forma viene descritta mediante la superficie media del guscio. Ad essa viene, poi, associato uno spessore, che può eventualmente variare con continuità lungo la superficie. Poiché la forma di queste strutture è strettamente legata alla distribuzione di sforzi al loro interno, è opportuno fare una distinzione. Una struttura sottile, con due dimensioni prevalenti sulla terza, può essere considerata propriamente un guscio quando la sua superficie media è curva. Questo perché la curvatura, insieme all'esiguità dello spessore, consente al guscio di equilibrare i carichi esterni mediante un regime di sforzi prevalentemente membranale, cioè sforzi uniformemente distribuiti lungo lo spessore della struttura e paralleli alla superficie media del guscio.

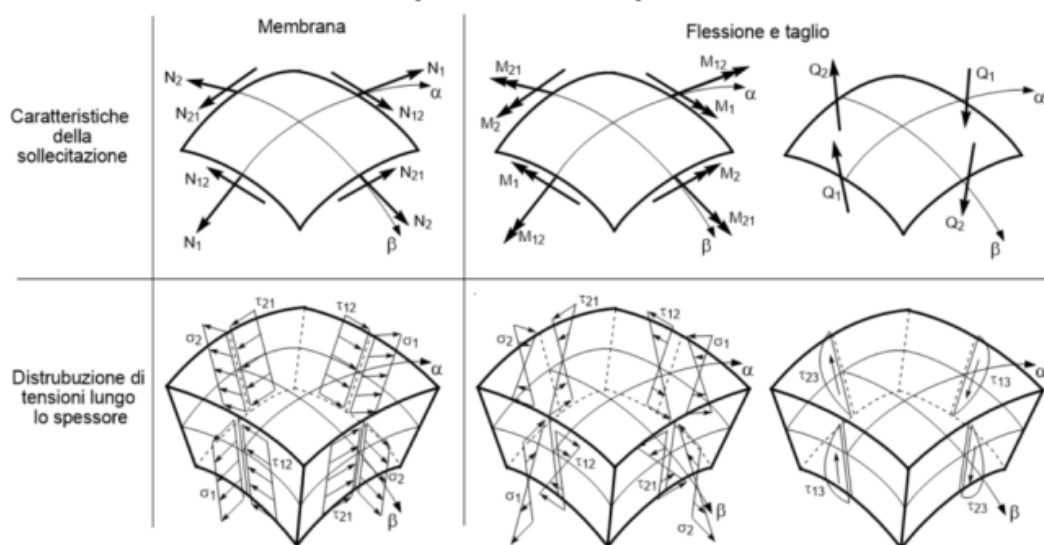
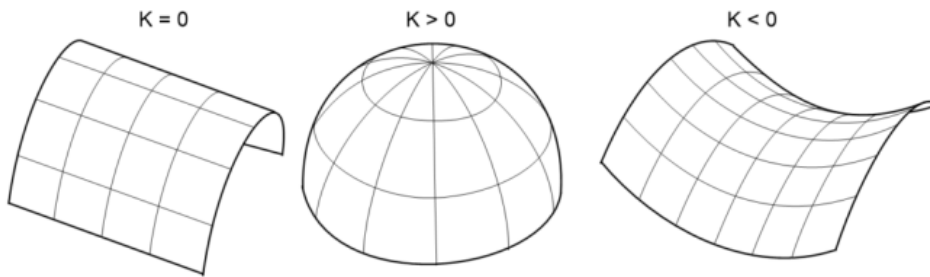
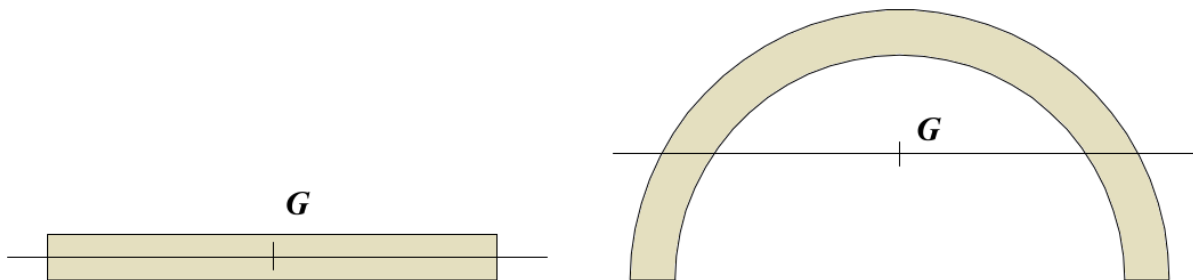


Figura 2: Le caratteristiche della sollecitazione nei gusci e le distribuzioni di sforzi ad esse associate.

Nello studio delle volte è opportuno chiarire il significato di resistenza per forma individuato dalla curvatura della volta presente in qualsiasi distribuzione delle masse poichè dipende dalla centrifugazione di esse rispetto al baricentro e quindi dal momento di inerzia della sezione al pari del comportamento scatolare per le travi



La curvatura, insieme all'esiguità dello spessore, consente al guscio di equilibrare i carichi esterni mediante un regime di sforzi prevalentemente membranale, cioè sforzi uniformemente distribuiti lungo lo spessore della struttura e paralleli alla superficie media del guscio. Le piastre, di contro, sono quegli elementi strutturali con due dimensioni prevalenti sulla terza, ma la cui superficie media è piana. Se caricate trasversalmente esse equilibrano le azioni esterne unicamente mediante momento flettente e taglio. Un caso intermedio è costituito dalle strutture la cui superficie media è curva in una sola direzione. In tal caso si ottiene un guscio cilindrico (o volta a botte). Questo può lavorare in regime esclusivamente membranale solo per particolari condizioni di carico. Facciamo un confronto tra i momenti di inerzia delle due sezioni :

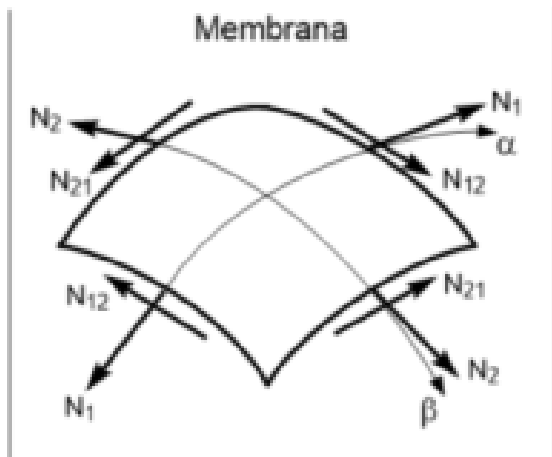


Il Momento di inerzia della sezione rettangolare è molto più basso del momento di inerzia della sezione a semicorona circolare a parità di spessore H

$$I = 2R \cdot H^3 / 12 ; \quad I = \pi/8 \cdot (R_1^4 - R_2^4) + \pi/2 \cdot (R_1^2 - R_2^2) \cdot dg^2$$

*Nella piastra i carichi vengono portati esclusivamente da flessione e taglio mentre nella struttura dalla forma arcuata da sollecitazioni di tipo membranale ovvero dagli sforzi normali . **La teoria di Pucher** trascura le sollecitazioni flessionali e taglienti*

considerandole nulle nella volta ovvero inesistenti e definisce delle equazioni di equilibrio alla traslazione con i soli sforzi membranali .



Le equazioni di equilibrio di **PUCHER** alla traslazione secondo i tre assi

$$dN_X/dx + dN_{XY}/dy + Q_X = 0 ;$$

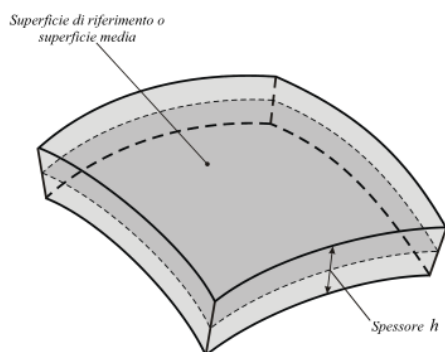
$$dN_X/dx + dN_Y/dy + Q_Y = 0$$

$$K_X * N_X + K_Y * N_Y + 2K_{XY} * N_{XY} + Q_Z = 0$$

Dove $K_X = d^2Z/dx^2$; $K_Y = d^2Z/dy^2$; $K_{XY} = d^2Z/dxdy$

4-II metodo agli elementi FEM per le volte

Lo studio di strutture dotate di curvatura può essere seguito attraverso elementi finiti plate shell aumentando il grado di discretizzazione oppure considerando degli elementi dotati di curvatura; Si tratta in questi casi di far riferimento alle proiezioni



Un guscio sottile o volta sottile soddisfa la condizione

$$\max (h/R_{\min} ; h/L_{\min}) \leq 1/(20) \quad \text{dove}$$

$R_{\min}$ raggio di curvatura minimo

$L_{\min}$ dimensione minima definita dalla superficie media

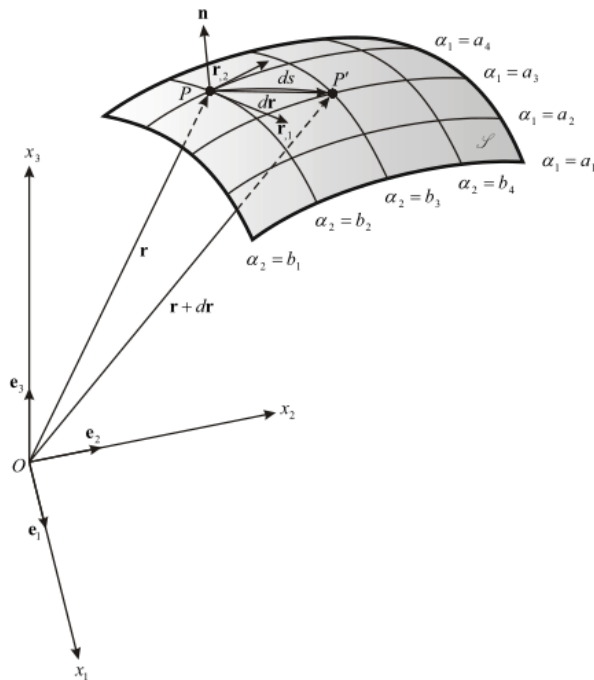
I gusci moderatamente spessi soddisfano la condizione

$$\max (h/R_{\min} ; h/L_{\min}) \leq 1/(10)$$

I gusci spessi non soddisfanno queste condizioni generalmente per le strutture a guscio e a volta

$$1/1000 \leq (h/R_{\min} ; h/L_{\min}) \leq 1/(10)$$

La modellazione di una struttura con curvatura



Assunto un sistema di riferimento locale :

Dalla equazione della superficie $Z = f(x,y)$ le tangenti all'elemento nell'origine del sistema di riferimento si ottengono dalle derivate parziali definendo i coefficienti angolari delle due rette

$$\operatorname{tg} \alpha_X = m_X = dZ/dx = df(x,y)/dx ; \quad \operatorname{tg} \alpha_Y = m_Y = dZ/dy = df(x,y)/dy ;$$

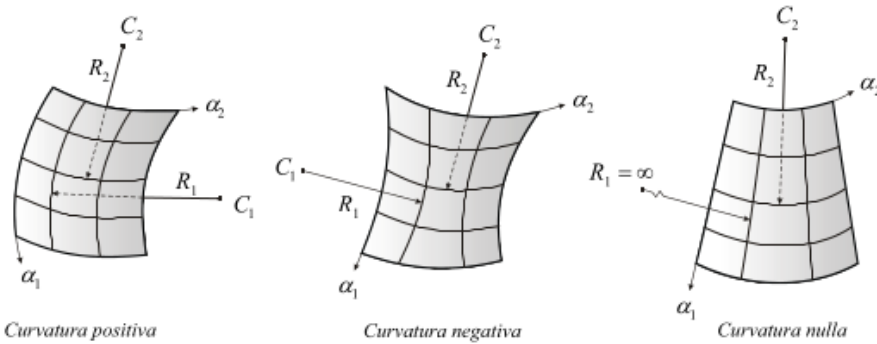
che rappresentano le due inclinazioni

Il piano tangente è definito dalle due rette

La Normale all'elemento è individuata dal vettore ortogonale al piano tangente

La Curvatura r va definita nelle due direzioni e rappresenta l'inverso del raggio di curvatura

$$r_1 = 1/R_1 ; \quad r_2 = 1/R_2 ;$$



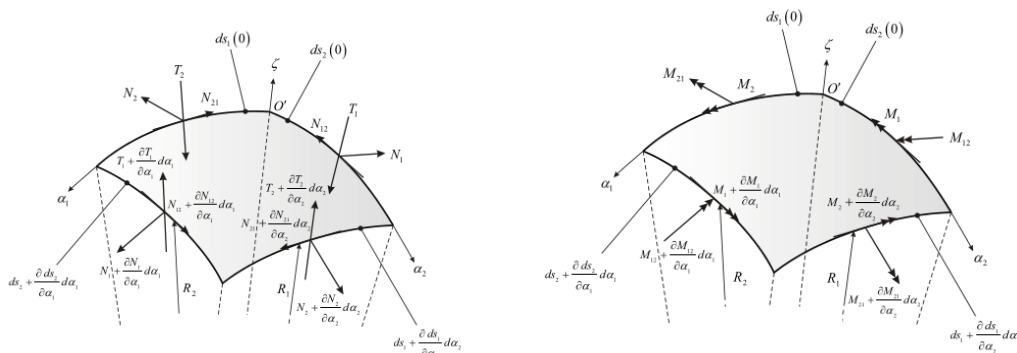
Le superfici si dividono in:

- **Superfici di rivoluzione** sono generate dalla rotazione di una curva piana meridiano intorno ad un asse ;
- **Superfici di traslazione** viene definita facendo traslare una curva parallelamente ad un piano contenente la curva stessa ;
- **Superfici rigate** vengono ottenuto traslando una retta lungo due curve di estremità;

In funzione della curvatura

- Semplice curvatura
- Doppia curvatura
- Superficie degenerare

La modellazione FEM di norma viene eseguita confondendo l'elemento piano curvo con il piano tangente ovvero si ipotizza che gli angoli α_X , α_Y siano ridotti è ciò è tanto più vero quanto maggiore è il grado di discretizzazione della superficie e si fa riferimento alle sollecitazioni membranali e flessionali



riferite al piano tangente; le proiezioni delle sollecitazioni sul piano tangente nella ipotesi di piccoli angoli

$$N_X = N'_X \cdot \cos \alpha_X ; \quad N_Y = N'_Y \cdot \cos \alpha_Y ; \quad \cos \alpha_X \approx 1 \quad \cos \alpha_Y \approx 1$$

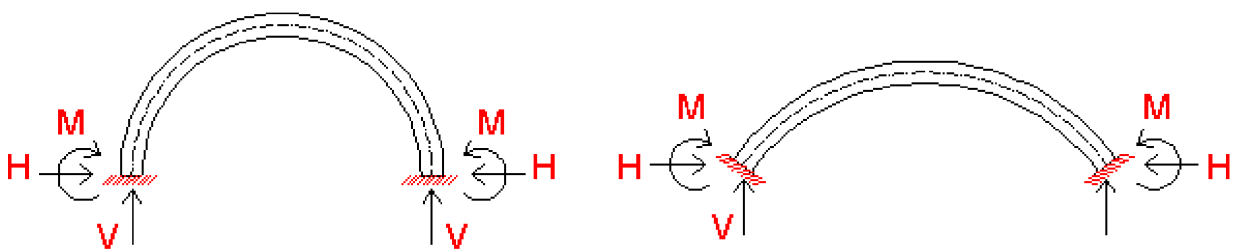
Lo stesso dicasi per i restanti vettori relativi al momento flettente al taglio e allo sforzo tangenziale. La determinazione della matrice di rigidezza per l'elemento **plate shell** è analoga a quanto visto precedenza, se il grado di discretizzazione non è elevato si fa sempre riferimento al piano tangente ma le sollecitazioni devono tener conto di $\cos\alpha_X \neq 1$ $\cos\alpha_Y \neq 1$. Con i software FEM moderni tale problematica è stata ampiamente superata

5- Le volte in muratura

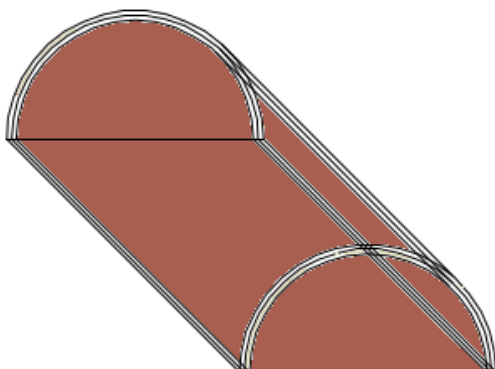
Lo studio delle volte in muratura è sempre riconducibile alla statica dell'arco poiché la muratura non resiste a trazione, in questo paragrafo ci occuperemo delle volte a botte le volte a crociera e della volta a padiglione strutture più comuni che troviamo negli edifici monumentali.

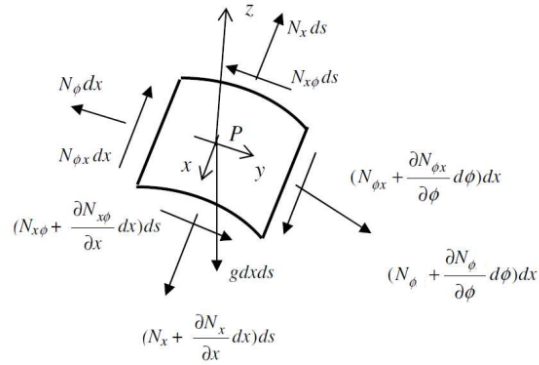
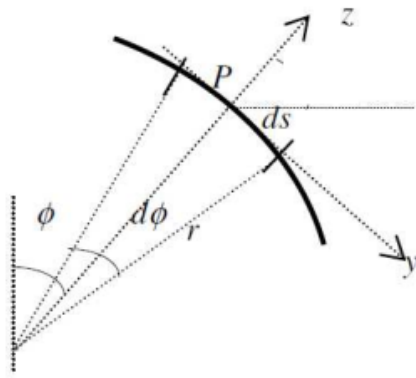
Volta a botte

La volta cilindrica a botte ha una direttrice ad arco circolare la schematizzazione più immediata è quella di considerarla come tanti archi di lunghezza unitaria affiancati con i relativi cinematismi e meccanismi di danno; essendo la muratura un materiale non reagente a trazione non è possibile applicare la teoria di Lundgren.



Il calcolo degli sforzi lo eseguiamo con la teoria di **PUCHER** e poi per la volta in muratura eseguiamo una modellazione attraverso elementi **plate-shell** per verificarne anche il regime flessionale e tagliante con il relativo comportamento a trave. Consideriamo una volta di raggio 7,50m e lunghezza 20 m spessore 60 cm come riportata in figura:





Le equazioni di Pucher diventano per solo carico verticale agente sulla volta

$$dN_x/dx + dN_{x\phi}/ds = 0 \quad ; \quad dN_\phi/ds + dN_{x\phi}/dx + g \sin \phi = 0 \quad N_\phi = -g^* r \cos \phi$$

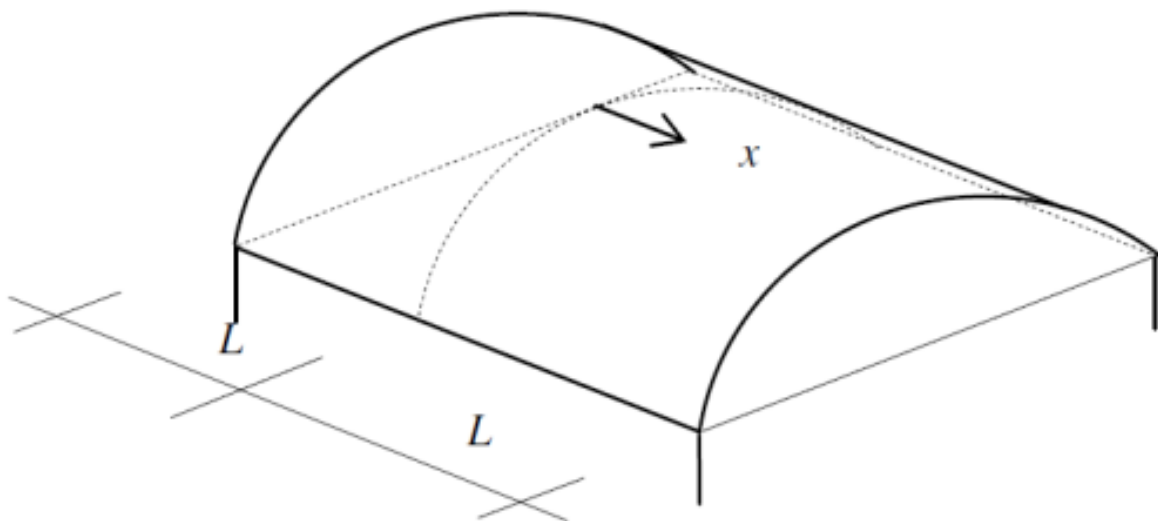
La forza N_ϕ è indipendente da X essa dipende dalle condizioni al contorno della volta per $\phi = 90^\circ$ $N_\phi = 0$

$$N_{x\phi} = -K(x) + A(\phi) \quad ; \quad N_\phi = -g^* r \cos \phi \quad ; \quad N_x = x^2/2 * 1/r * dK/d\phi - x * 1/r * dA(\phi)/d\phi + B(\phi)$$

Mediante la posizione $K = g^* \sin \phi + 1/r dN_\phi/d\phi$

La forza $N_{x\phi}$ varia linearmente con la distanza X mentre la forza N_x varia con il quadrato della distanza x

Per una generica direttrice cambia il raggio di curvatura che può essere espresso nella forma $r = r_o * \cos^n \phi$



Quando $n = 0$ è un arco circolare per $n = 1$ un arco di cicloide per $n = -3$ un arco di parabola per $n = -2$ un arco di catenaria

La volta è sostenuta da pareti laterali è una volta simmetrica per $x = 0$ $N_{x\varphi} = 0$ poiché è una sollecitazione antisimmetrica $N_{x\varphi} = -K(x) + A(\varphi)$; $A(\varphi) = 0$
 I muri trasversali (timpani) sono presenti nella volta e nella sezione e sono incapaci di reagire a carichi diretti ortogonalmente al loro piano $N_x = 0$ di conseguenza anche

$$N_x = x^2/2 * 1/r * dK/d\varphi - x * 1/r * dA(\varphi)/d\varphi + B(\varphi) \quad B(\varphi) = 0$$

Alla estremità della volta $N_x = 0$

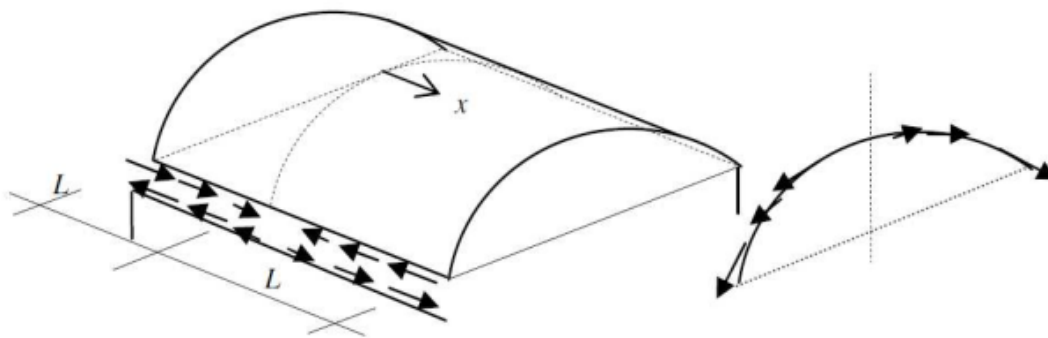
Per profilo circolare $r = R$

$$N_{x\varphi} = -K(x) ; \quad N_\varphi = -g * r * \cos\varphi ; \quad N_x = x^2/2 * 1/r * dK/d\varphi \quad K = g * \sin\varphi + 1/r dN_\varphi/d\varphi$$

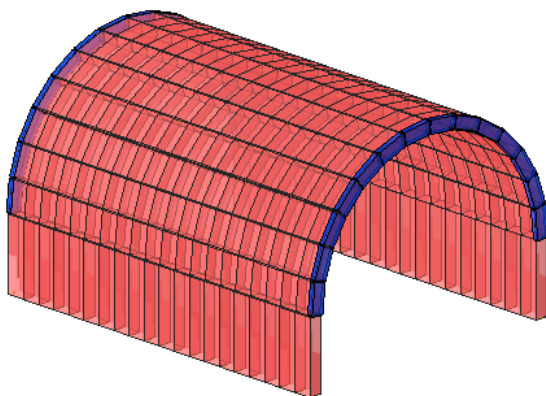
$$K = g * \sin\varphi + 1/r dN_\varphi/d\varphi = 2 * g * \sin\varphi \quad dK/d\varphi = 2 * g * \cos\varphi$$

Le altre 2 forze componenti sono

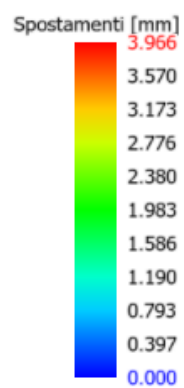
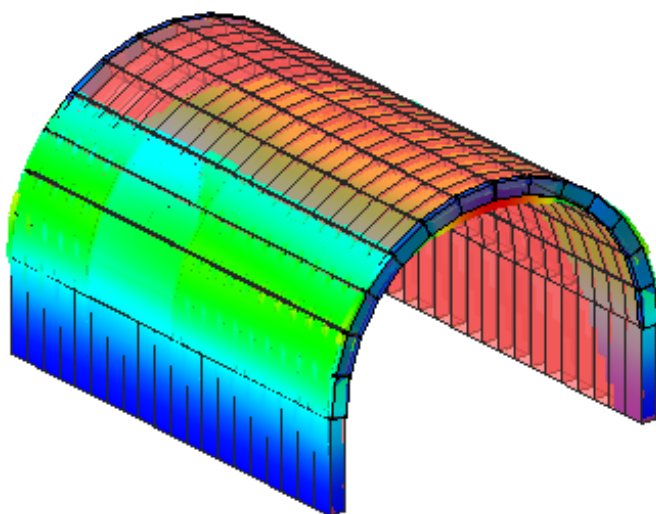
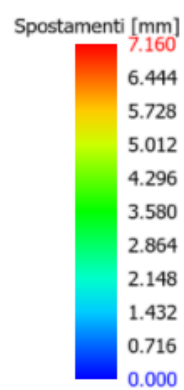
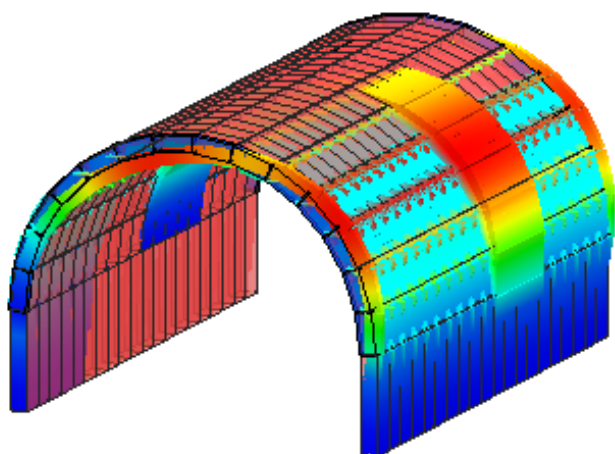
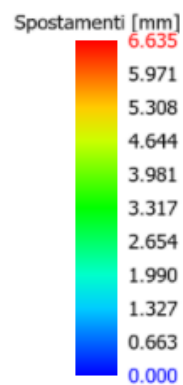
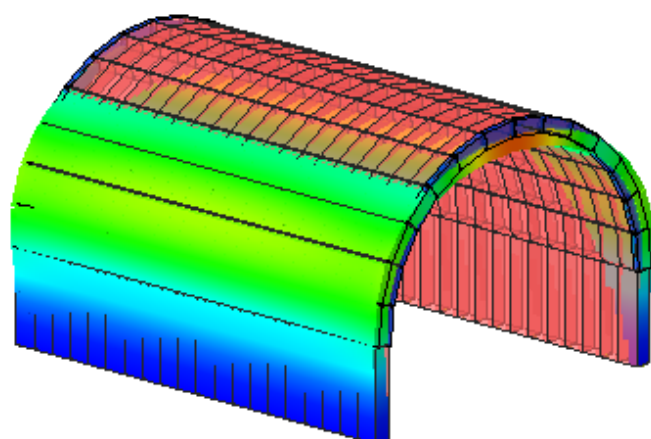
$$N_{x\varphi} = -2 * x * g * \sin\varphi ; \quad N_\varphi = -g * r * \cos\varphi ; \quad N_x = x^2/2 * 1/r * g * \cos\varphi$$



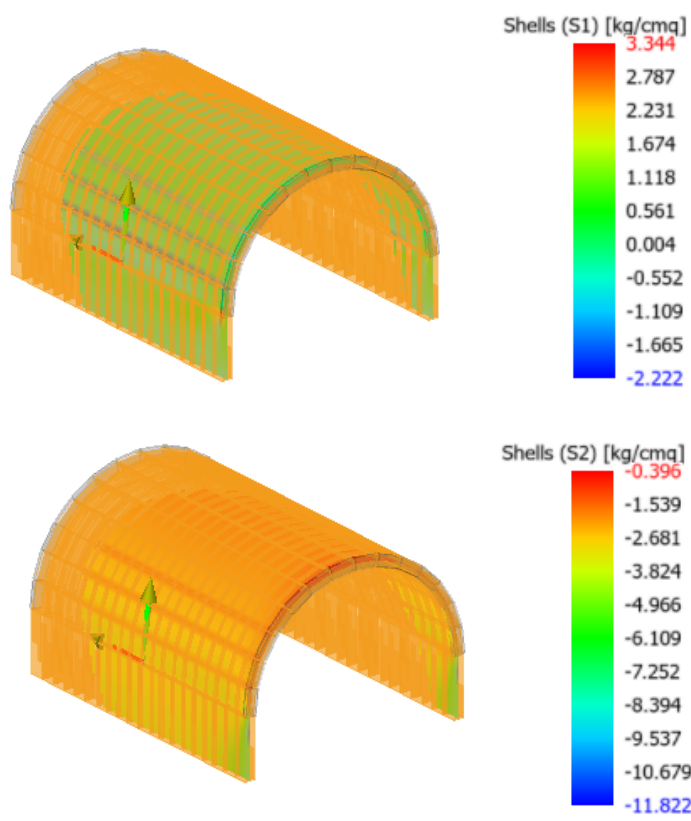
Eseguiamo una modellazione FEM della volta tramite elementi plate shell che considerano anche sollecitazioni flessionali e taglianti inserendo i timpani laterali ed i muri verticali in cemento armato di spessore 70 cm di altezza 4 m .



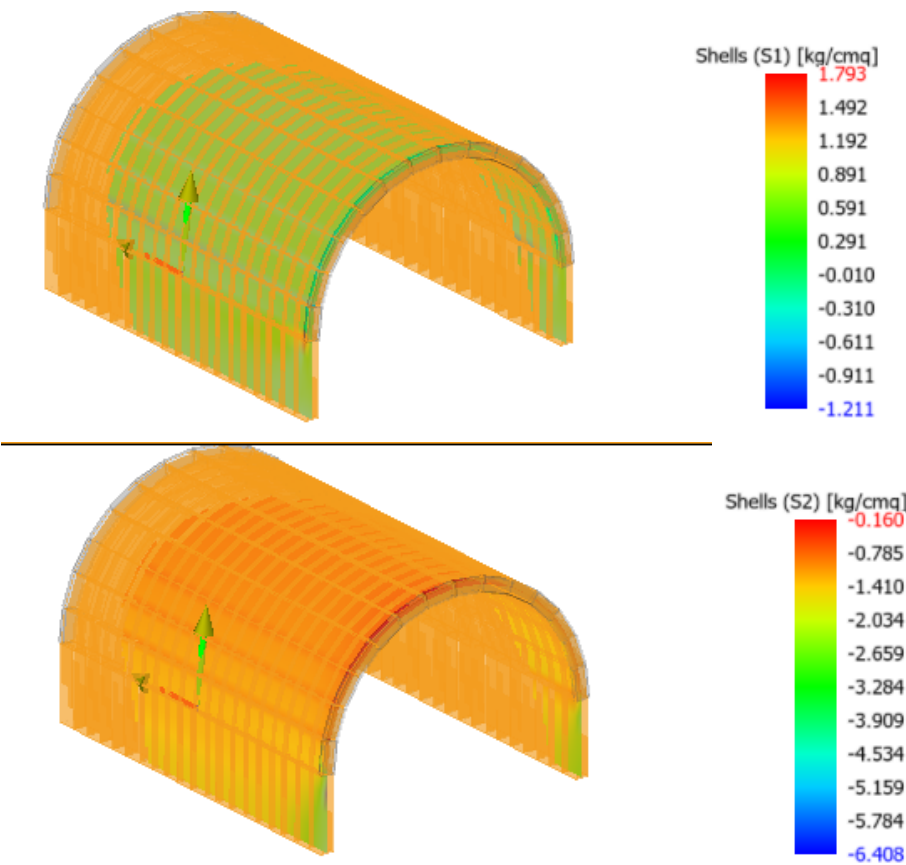
Le deformazioni per carico permanente e azioni sismiche per solo peso proprio :



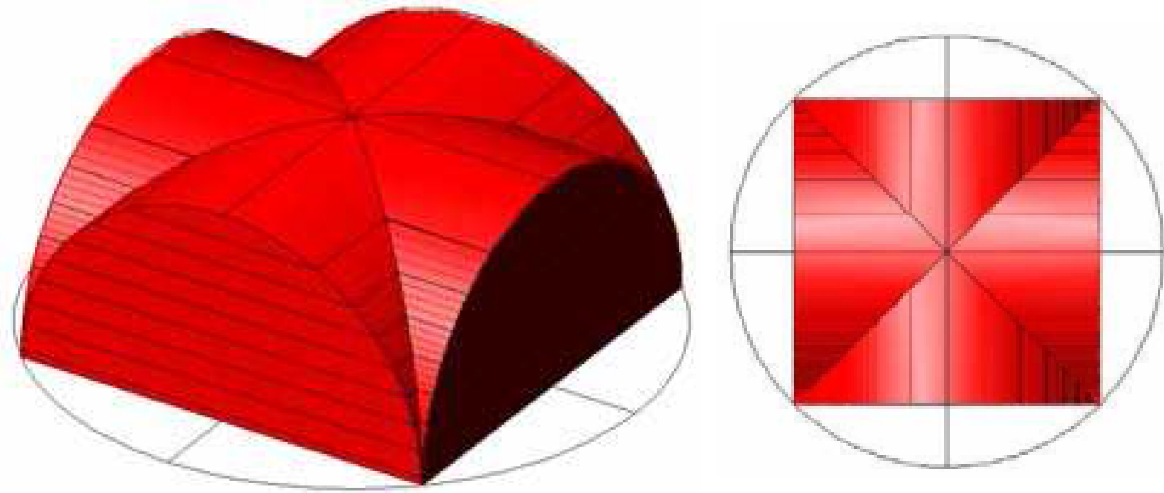
Tensioni principali carico verticale 600 daN/mq



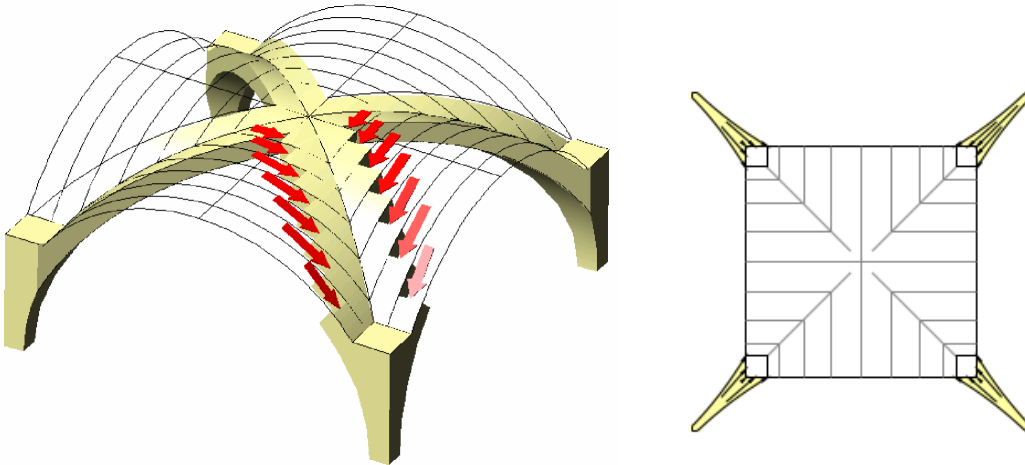
Tensioni principali sisma X



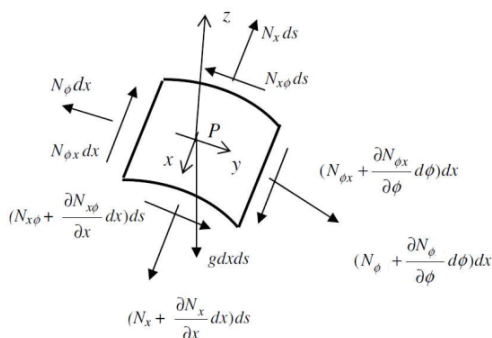
La volta a crociera come detto è una volta che scaturisce dalla intersezione di due volte a botte tra di loro ortogonali



Il diagramma delle spinte lungo la nervatura della volta



L'equilibrio delle nervature è assicurato da uno sforzo assiale che aumenta lungo la nervatura stessa e sulla imposta raggiunge il valore massimo ; gli sforzi gli vengono trasmessi dagli archi trasversali che scaricano le spinte sui cantonali di angolo. Per determinare questi sforzi si tratterebbe di applicare la teoria di PUCHER ad entrambe le volte a botte e fare la risultante di $N_\phi = -g \cdot r \cdot \cos \phi$ ed $N_{x\phi} = -2 \cdot x \cdot g \cdot \sin \phi$

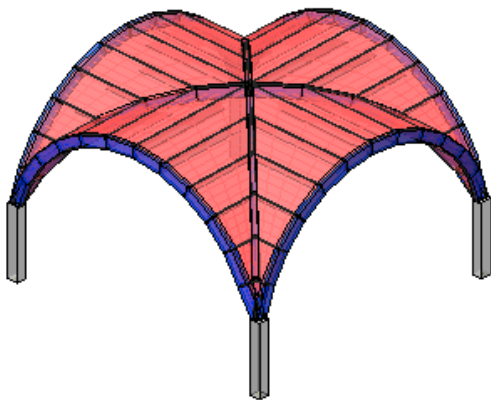


Dove gli sforzi sono definiti da x e ϕ

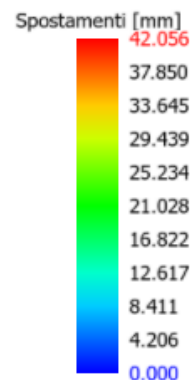
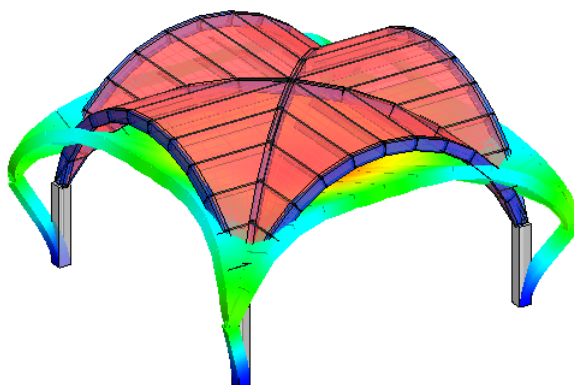


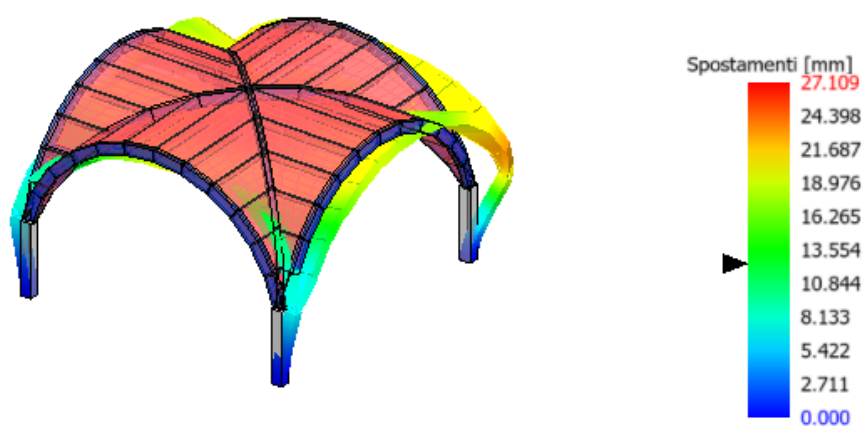
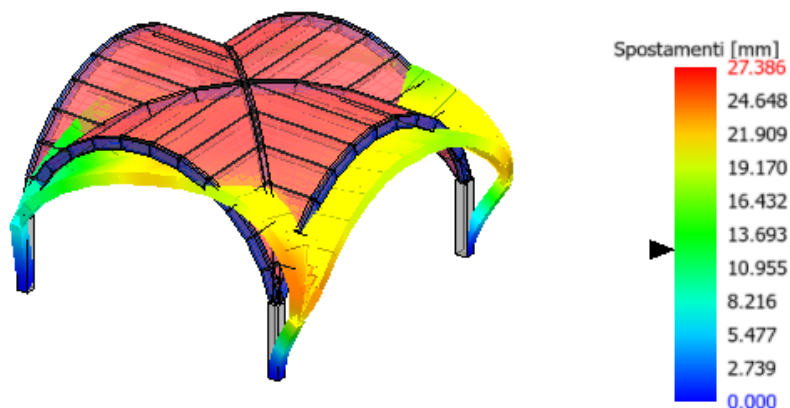
La sollecitazione sulle imposte della volta a crociera è indicata in figura per $\varphi = 90^\circ$ ed $x = L$ $N_\varphi = -g \cdot r \cdot \cos \varphi$ ed $N_{x\varphi} = -2 \cdot L \cdot g$ come era da aspettarsi. Siamo in grado attraverso la teoria di PUCHER di determinare gli sforzi per soli carichi verticali in ciascun punto della volta a crociera.

Eseguiamo una modellazione FEM di una volta a crociera di lato 15 m poggianti su delle imposte di calcestruzzo o muratura aventi adeguato spessore (pilastro c.a. 60x60). Il raggio del profilo trasversale è 7,55 m mentre il carico verticale applicato è di 600 daN/mq. La modellazione la eseguiamo attraverso elementi plate shell.



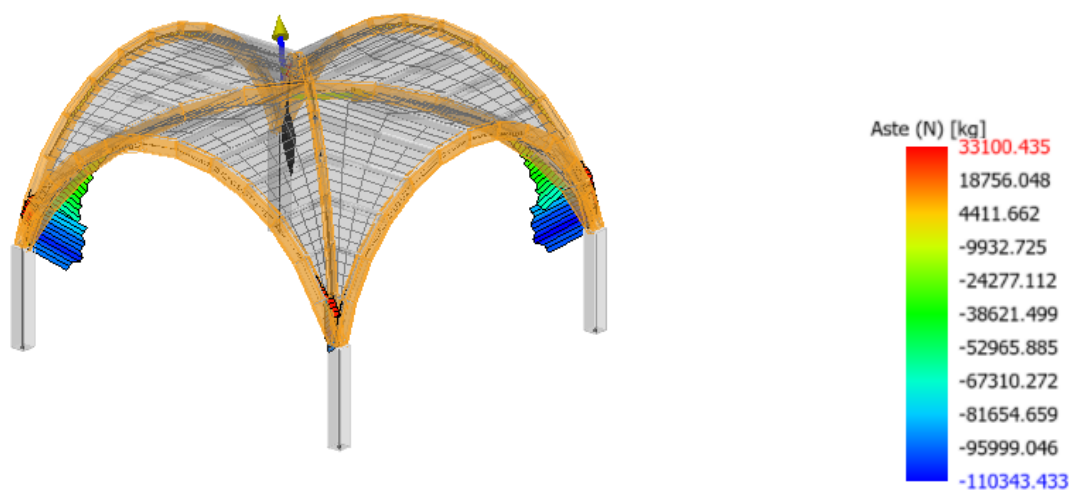
Deformata per carichi verticali e azioni sismiche



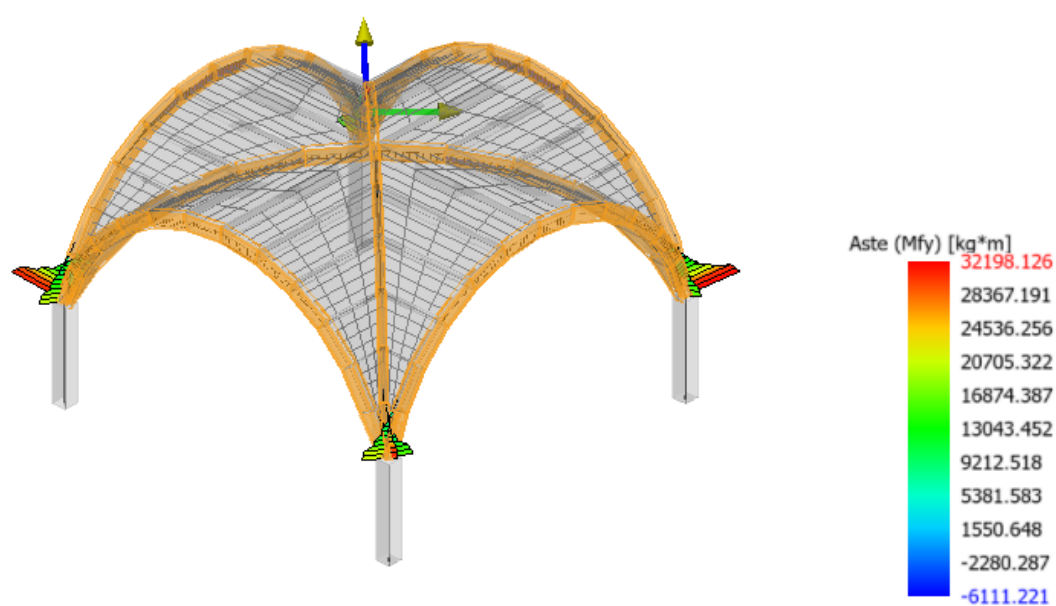


La eccessiva deformazione della volta dipende dalle spinte e dai cedimenti dei pilastri ; possiamo individuare il meccanismo di danno che corrisponde alla formazione di 8 cerniere plastiche nei pilastri alla base ed in sommità che portano al crollo della volta. In genere le volte a crociera sono munite di catene che assorbono la spinta e ne evitano il divaricamento

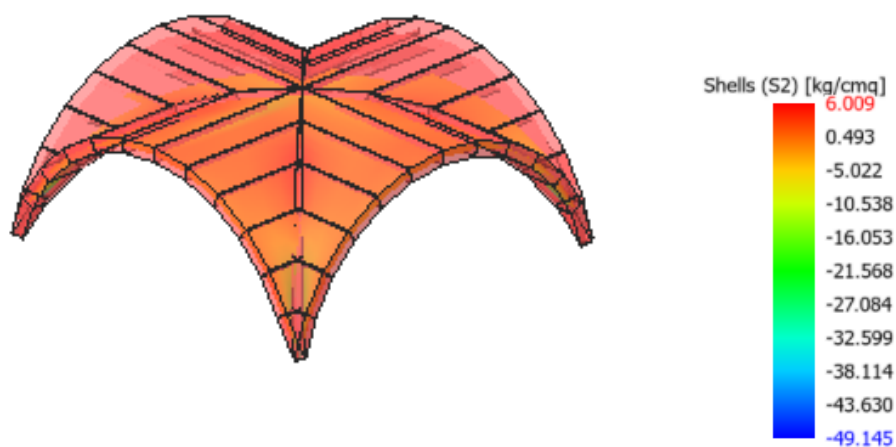
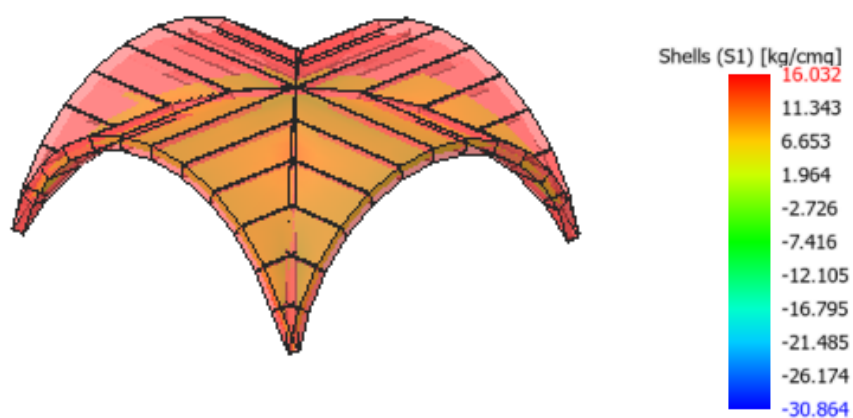
Lo sforzo normale nelle nervature è molto elevato soprattutto in testa al pilastro



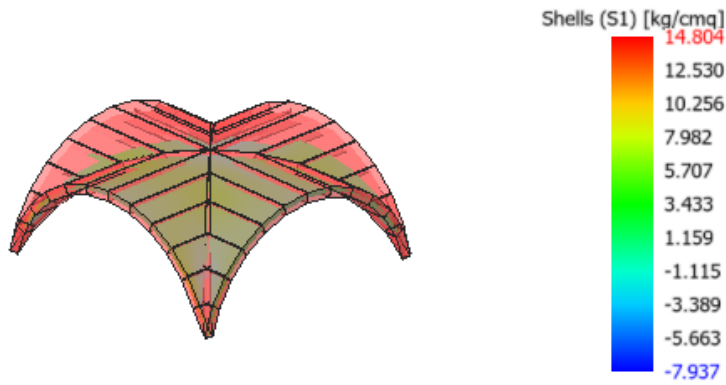
I momenti nelle aste



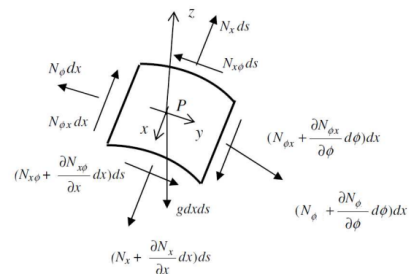
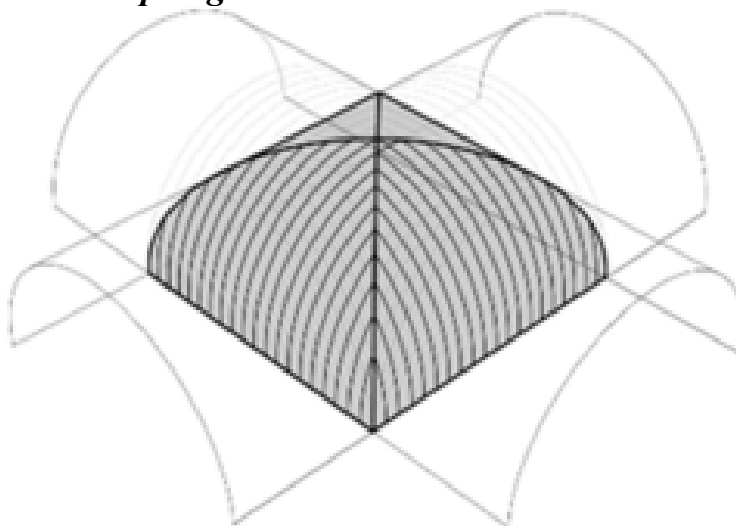
Le tensioni principali sono elevate in corrispondenza delle imposte



Sisma direzione X



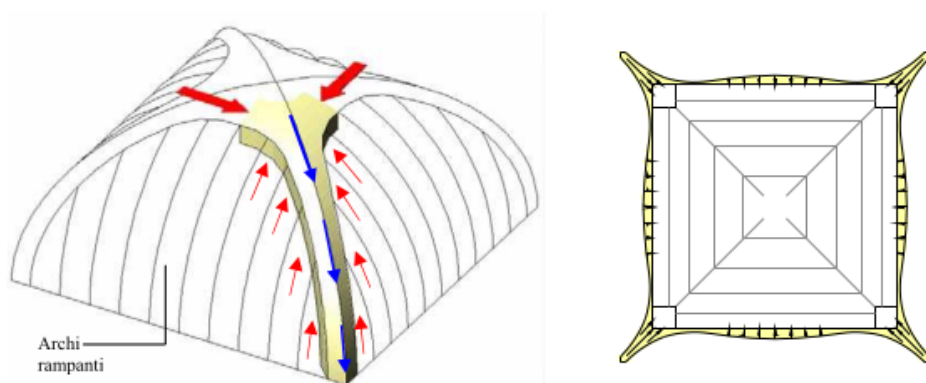
La volta a padiglione



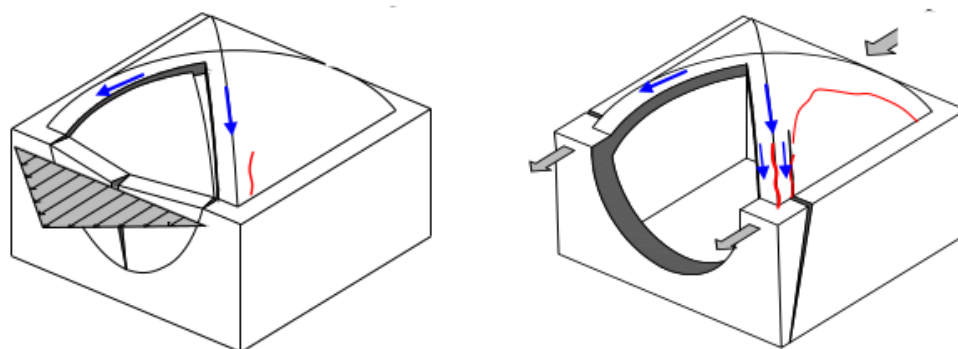
Gli sforzi li possiamo ricavare da considerazioni sulle volte a botte poichè per entrambe ne conosciamo la distribuzione ;

$$N_{x\phi} = -2 * x * g * \sin\phi; \quad N_{\phi} = -g * r * \cos\phi; \quad N_x = x^2 * 1/r * g * \cos\phi$$

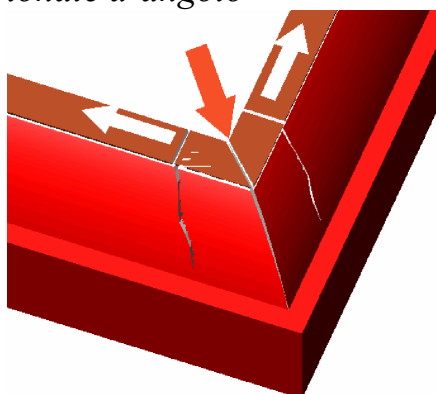
Le azioni sulle nervature diagonali sono rappresentate dalla risultante di queste sollecitazioni



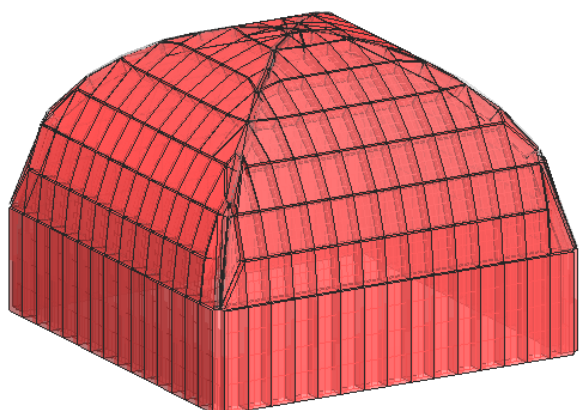
La volta poggia su 4 muri perimetrali di imposta ai quali trasmette le sue azioni :



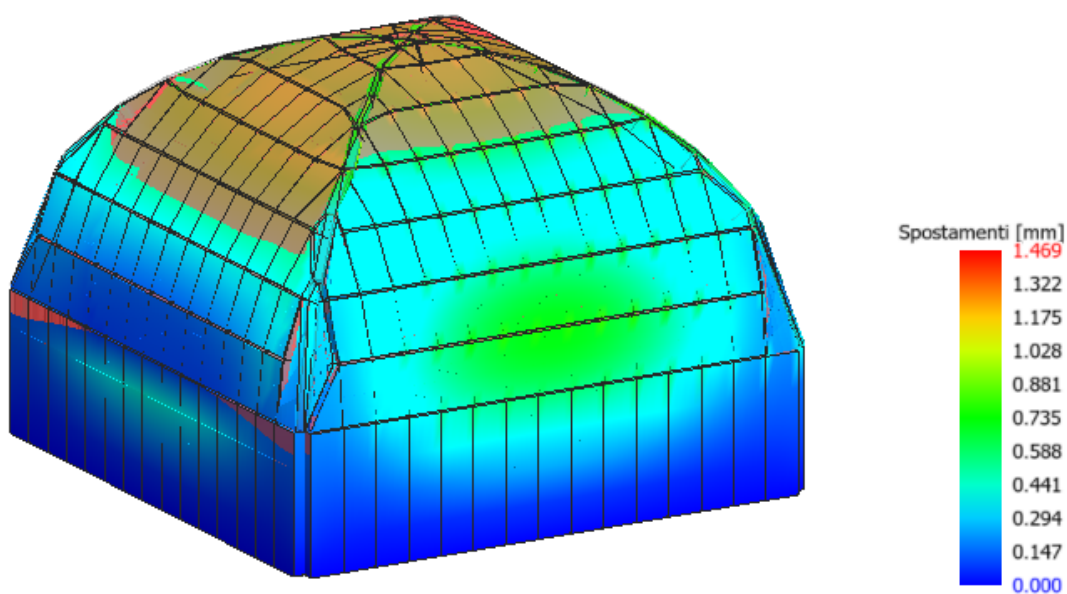
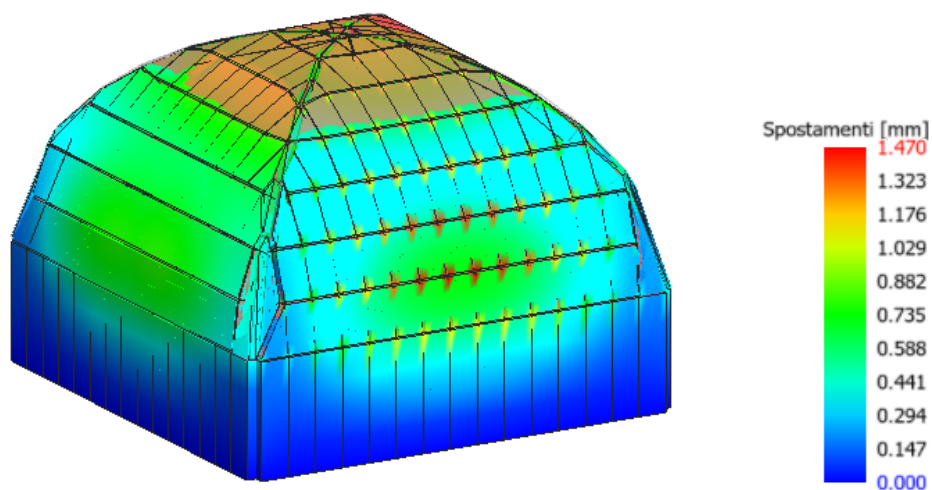
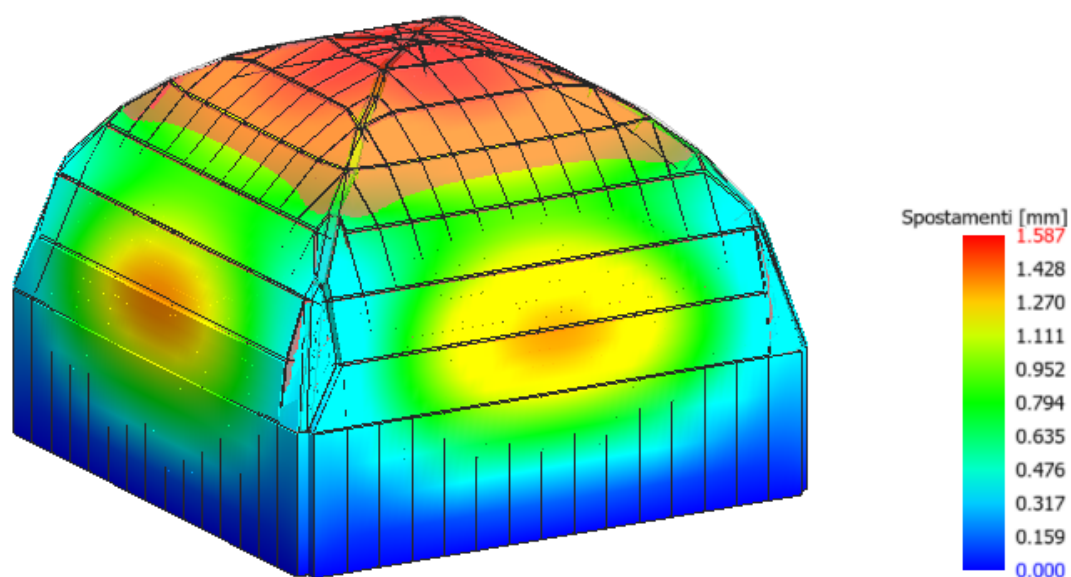
Nella volta a padiglione può prevalere la spinta sulle pareti rispetto a quella sul cantonale d'angolo



Eseguiamo una modellazione FEM di una volta a padiglione con nervature diagonali

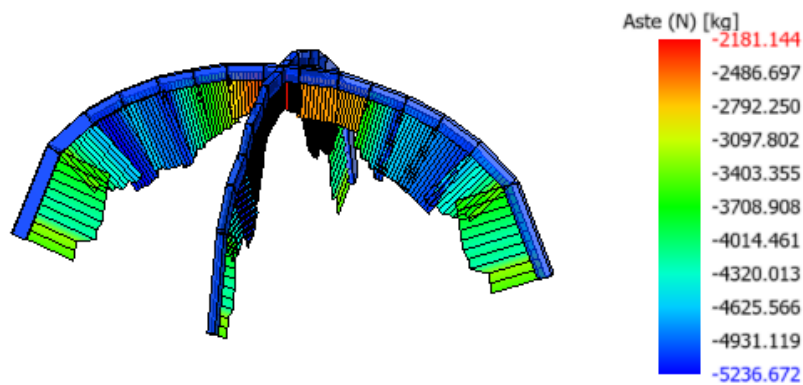


Le deformate per carico verticale azioni sismiche nelle due direzioni X ed Y :



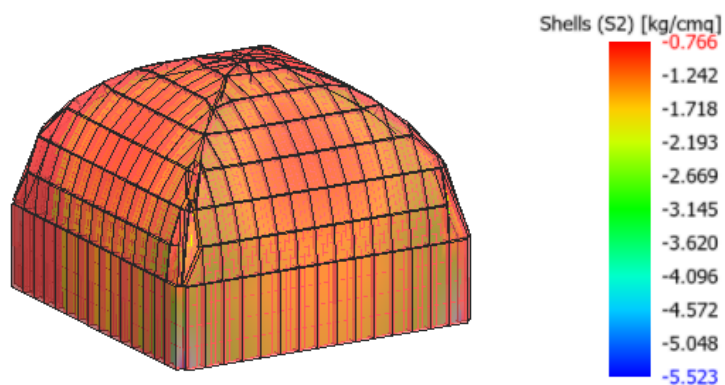
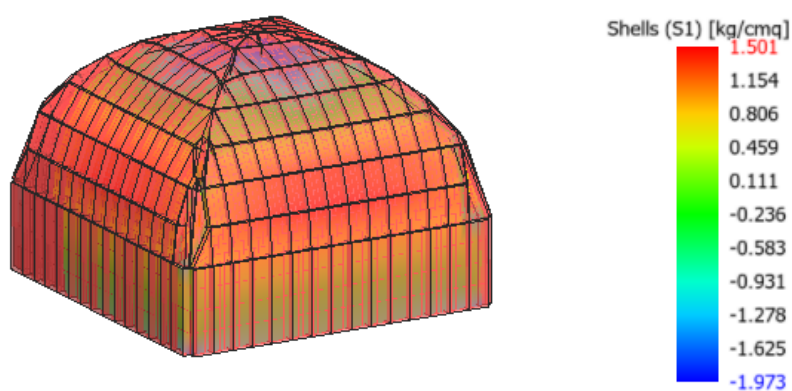
A differenza della volta a crociera questa volta non si divarica ciò è dovuto essenzialmente allo schema statico e alla rigidità dei piedritti costituenti le imposte

Lo sforzo normale nelle costolature diagonali :

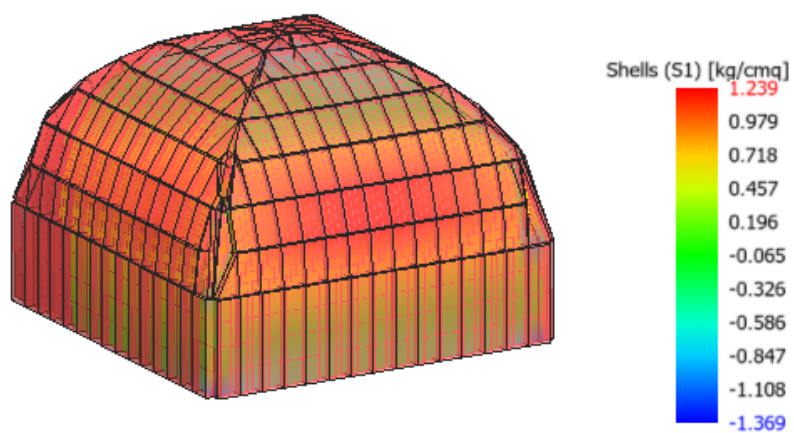


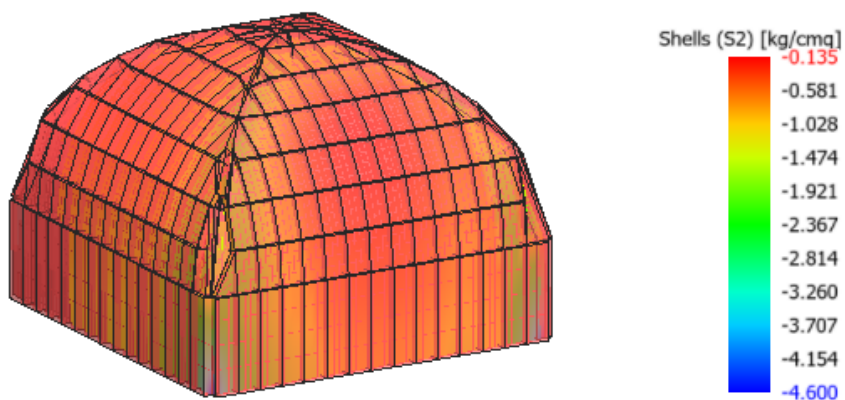
Rispetto alla volta a crociera è molto ridotto

Le tensioni principali negli elementi plate shell per carichi verticali e azioni sismiche

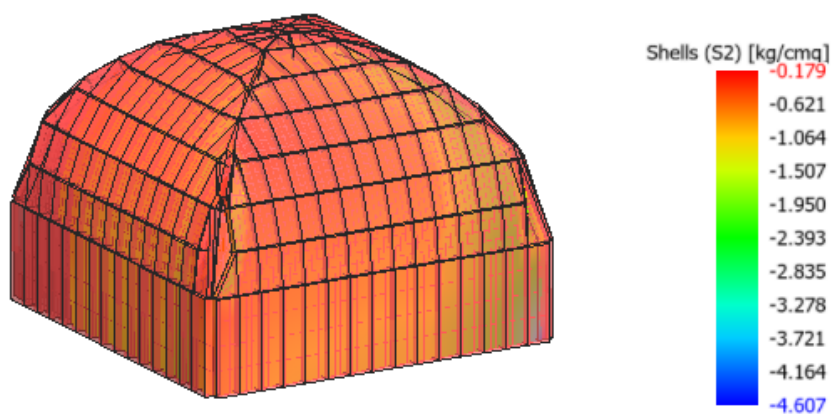
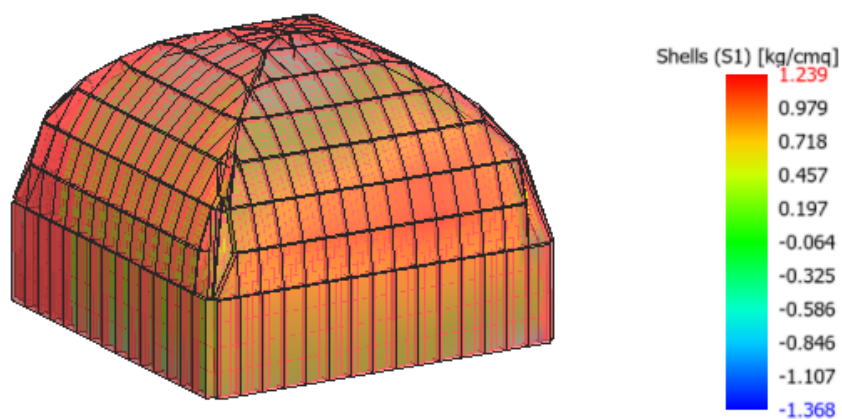


Sisma X

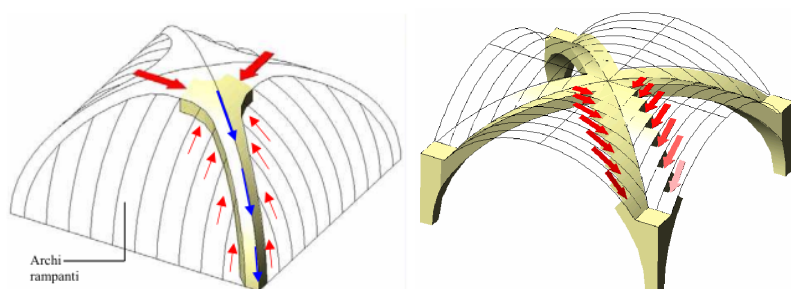




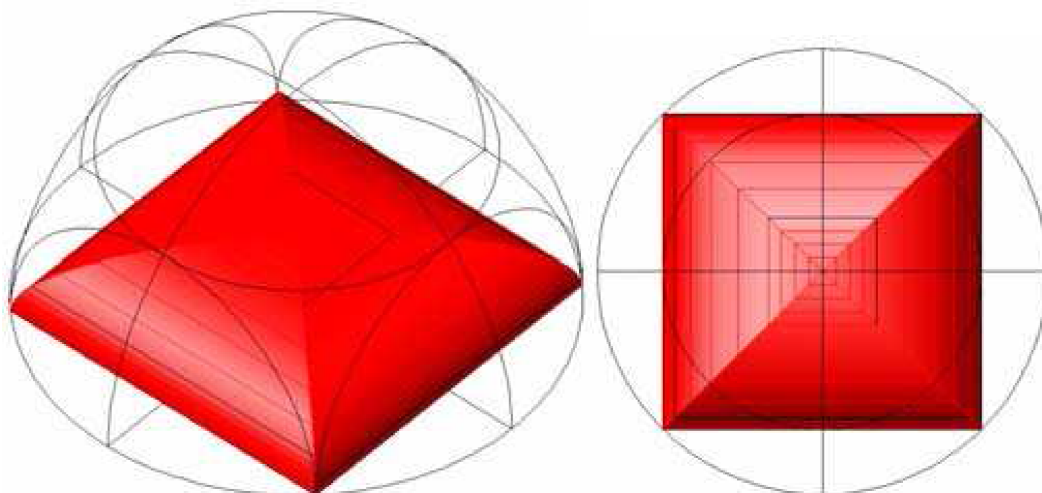
Sisma Y



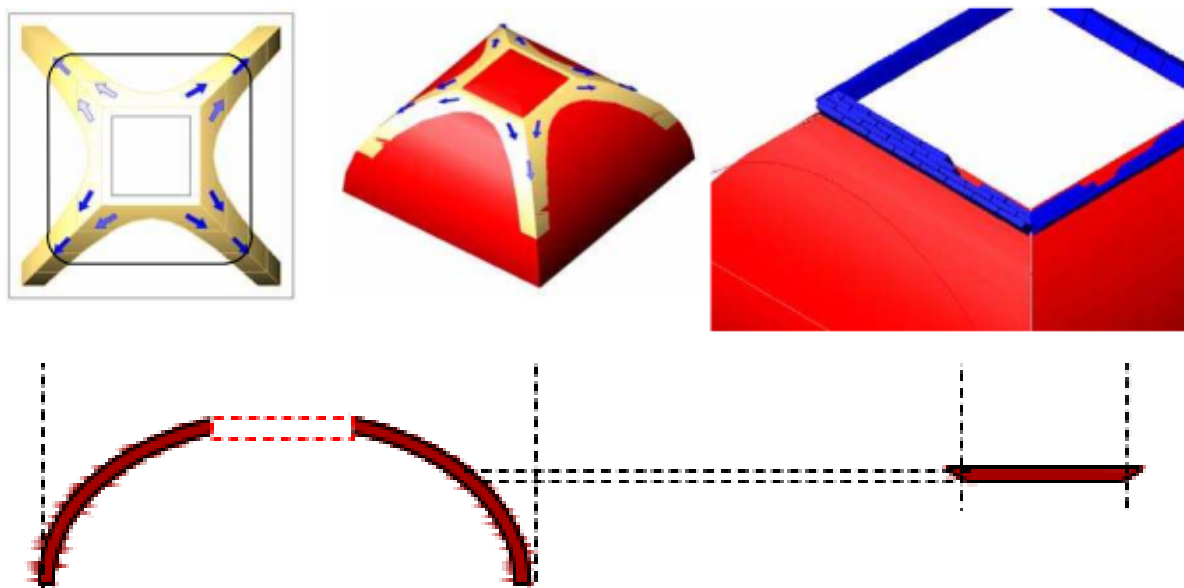
Anche lo stato tensionale rispetto ad una volta a crociera è molto ridotto conseguenza del meccanismo di funzionamento della volta e delle imposte .



La volta a schifo come già detto deriva dalla sezione di una volta a padiglione con un piano orizzontale è una volta piatta



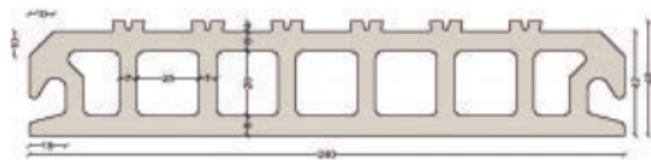
Dall'andamento degli sforzi si vede che gli archi laterali sorreggono la parte orizzontale



La parte centrale è soggetta a flessione e taglio vi sono quindi delle sollecitazioni di trazione

6- Le volte laminari in laterizio armato

Sono delle volte semiprefabbricate dove la industrializzazione consiste nella produzione in stabilimento di strisce in cui il laterizio è preassemblato con l'armatura e la larghezza e lunghezza delle strisce erano determinate sia dalla necessità di lavorazione che dai carichi da portare sul mezzo di trasporto. Una volta trasportate in cantiere devono essere messe in forma anticatenaria trasversalmente alla volta da costruire collegate con barre di armatura longitudinale trasformandosi in volta monolitica attraverso il getto della soletta di calcestruzzo che riempie anche i giunti di malta. Lo scasseraamento essendo la volta prevalentemente sollecitata a compressione come per i pilastri potrebbe avvenire dopo un giorno invece di attendere come si fa per le solette più di 3 settimane. Il laterizio forato ha subito una sostanziale evoluzione partendo da un laterizio semipieno fino a giungere ad un laterizio forato che meglio si adatta alla produzione industriale ultraleggero. La armatura consiste in barre di acciaio



Sezione dell'elemento di laterizio usato per i prototipi (misure in mm).



Che vengono collocate in stabilimento tra una striscia e l'altra servono a tenere uniti i laterizi e sono disposte secondo la curvatura della volta e da un'armatura perpendicolare alla curvatura che lega tra di loro le singole strisce; la soletta viene armata con una rete elettrosaldata che serve inoltre a sostenere i carichi concentrati o punzonati. Le proprietà meccaniche dei laterizi

Proprietà meccaniche dei laterizi.

Resistenza a compressione in direzione dei fori	43,4 N/mm ²
Resistenza a compressione in direzione ortogonale ai fori	19,28 N/mm ²
Modulo elastico in direzione dei fori	8,350 N/mm ²

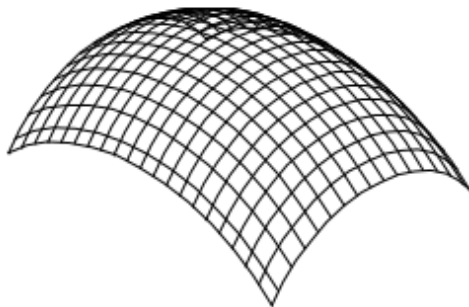


7- Le volte di cemento armato

Le volte sottili in cemento armato oggetto di questo paragrafo sono le volte di traslazione e il paraboloide iperbolico; per esse eseguiamo una modellazione FEM e calcoliamo gli sforzi secondo la teoria di pucher per carichi verticali

La volta di traslazione

Consideriamo una volta su pianta rettangolare di lati 16 e 20 m la cui superficie è ottenuta dalla traslazione di archi di cerchio come riportata in figura.



Il sistema di riferimento è nel punto di colmo della volta con asse z rivolto verso il basso e segue la regola della mano destra ; la equazione della superficie

$$Z = 20 + 16 - [20^2 - Y^2]^{1/2} - [16^2 - X^2]^{1/2}$$

Le equazioni di **Pucher**

$$dN_X/dx + dN_{XY}/dy + Px = 0$$

$$dN_{XY}/dx + dN_Y/dy + Py = 0$$

$$R*N_X + 2*S*N_{XY} + T*N_Y + \zeta = 0$$

Stiamo facendo riferimento alla proiezione degli sforzi nel piano orizzontale ed il carico è solo verticale ovvero $P_x = P_y = 0$ $\zeta = P_z - Q*P_x - P*P_y = P_z$ le equazioni diventano:

$$dN_X/dx + dN_{XY}/dy = 0$$

$$dN_{XY}/dx + dN_Y/dy = 0$$

$$R*N_X + 2*S*N_{XY} + T*N_Y + P = 0$$

Essendo il carico simmetrico uniforme ed $\underline{N}_{XY}$ una sollecitazione emisimmetrica la possiamo rappresentare tramite un polinomio

$$\underline{N}_{XY} = A*XY + B*(X*Y^3 + Y*X^3) + C*X^3*Y^3$$

Si tratta di determinare le tre costanti A B e C tramite le condizioni al contorno

$$\underline{DN}_{XY}/dy = A*X + B*(3*X*Y^2 + X^3) + 3*C*X^3*Y^2$$

$$\underline{DN}_{XY}/dx = A*Y + B*(Y^3 + 3X^2*Y) + 3*C*X^2*Y^3$$

Integrando le equazioni :

$$d\underline{N}_X/dx + d\underline{N}_{XY}/dy = 0 ; \quad d\underline{N}_{XY}/dx + d\underline{N}_Y/dy = 0$$

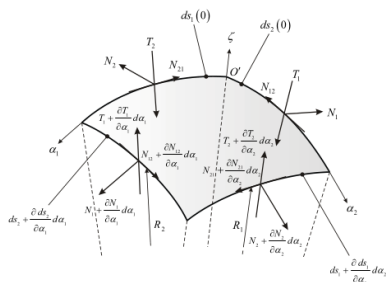
$$\underline{N}_X = A*X*Y + B*(3/2*X^2*Y^2 + X^4/4) + 3/4*C*X^4*Y^2 + D$$

$$\underline{N}_Y = A*Y*X + B*(Y^4/4 + 3/2*X^2*Y^2) + 3/4*C*X^2*Y^4 + E$$

La terza equazione

$$R*\underline{N}_X + 2*S*\underline{N}_{XY} + T*\underline{N}_Y + P = 0$$

Nel punto di colmo della volta $\underline{N}_{XY} = 0$ $\underline{N}_X = D$ $\underline{N}_Y = E$ per $X=0$ ed $Y=0$



I timpani sono privi di rigidezza trasversale $\underline{N}_X = \underline{N}_Y = 0$ per

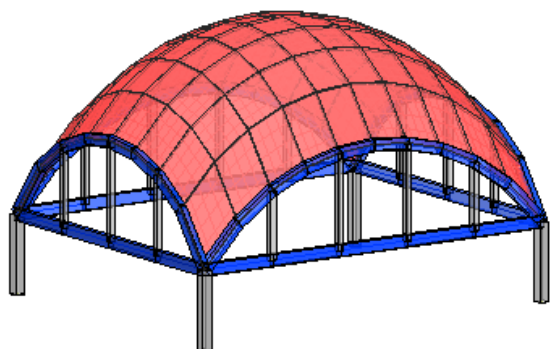
$$X = \pm 8 \text{ m ed } Y = \pm 10 \text{ m}$$

Se la volta è quadrata risulta per la simmetria $D = E$ ed il problema è staticamente determinato. La terza equazione deve essere soddisfatta in qualsiasi punto della volta di solito si scelgono tre punti opportuni, in corrispondenza del colmo possiamo ricavare D in funzione di E

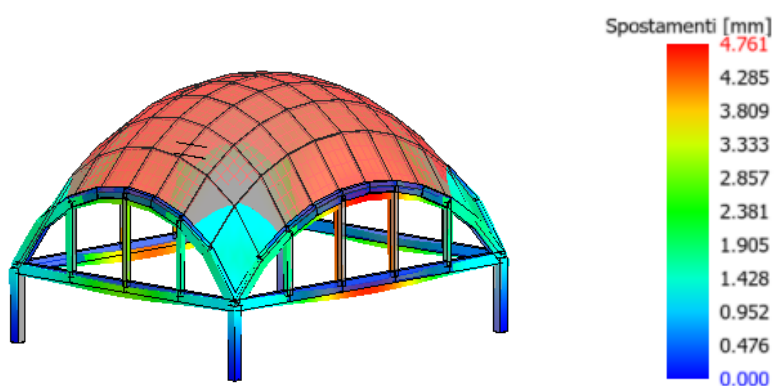
$$R*\underline{N}_X + T*\underline{N}_Y + P = 0 \quad D = -T/R*E \quad P = 0$$

Ricordiamo che $R = D^2Z/X^2$; $T = D^2Z/Y^2$

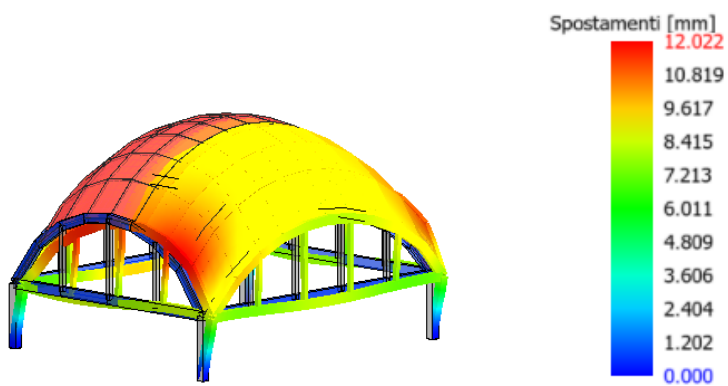
Eseguiamo una modellazione FEM della volta applicando un carico da neve costante verticale di 260daN/mq



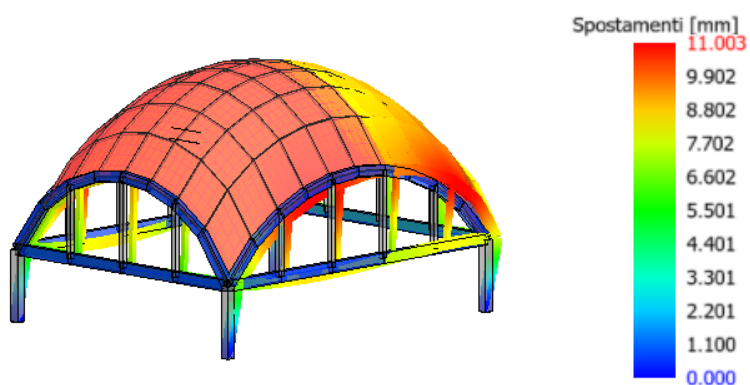
Le deformate per carico verticale e sisma nelle due direzioni :



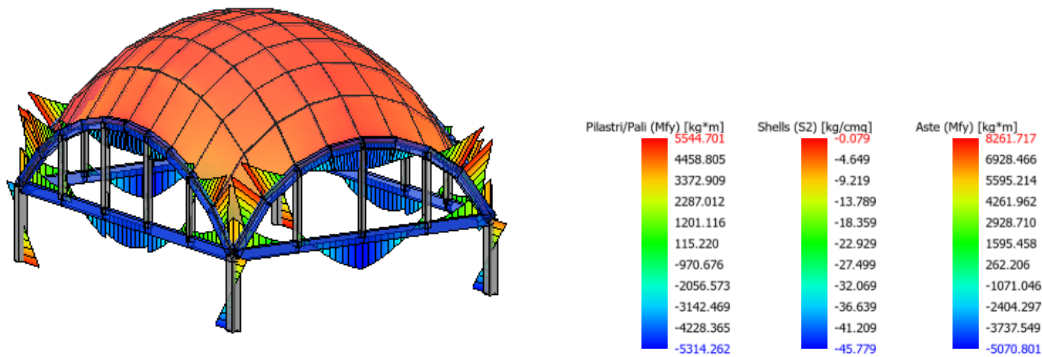
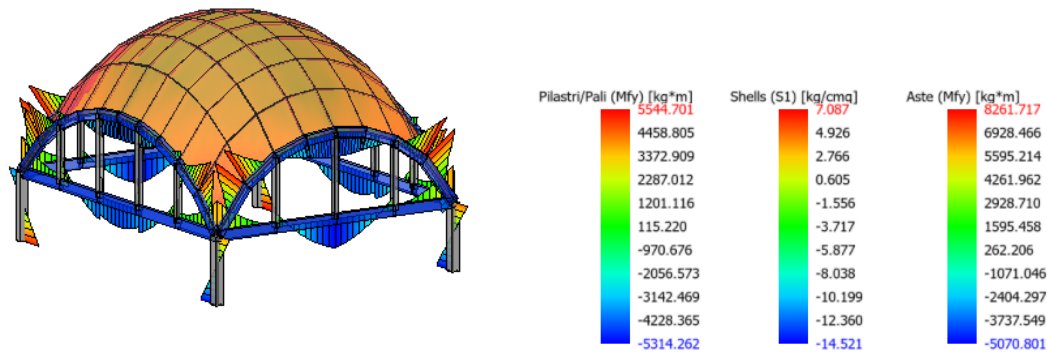
Sisma X



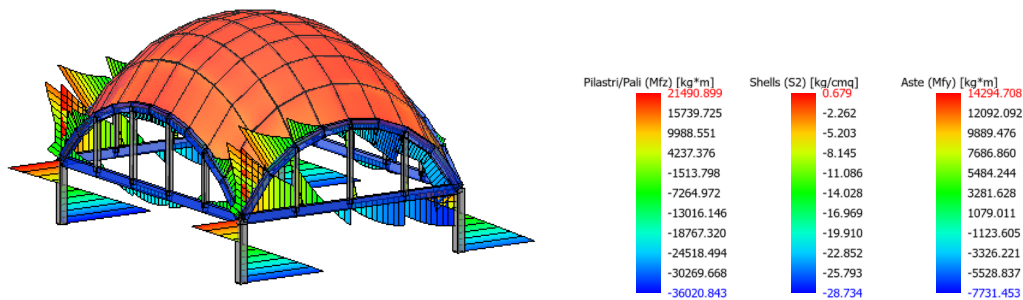
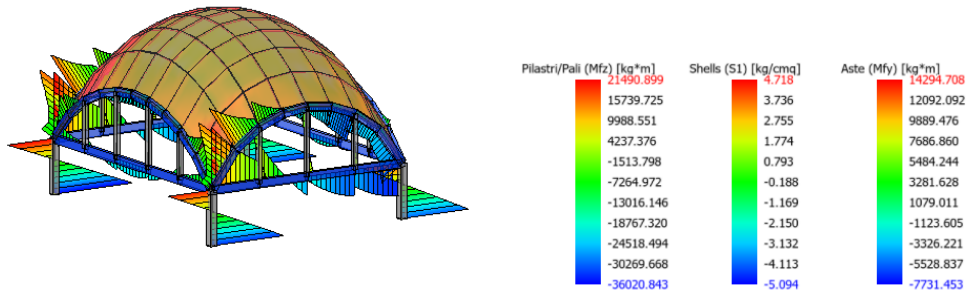
Sisma Y



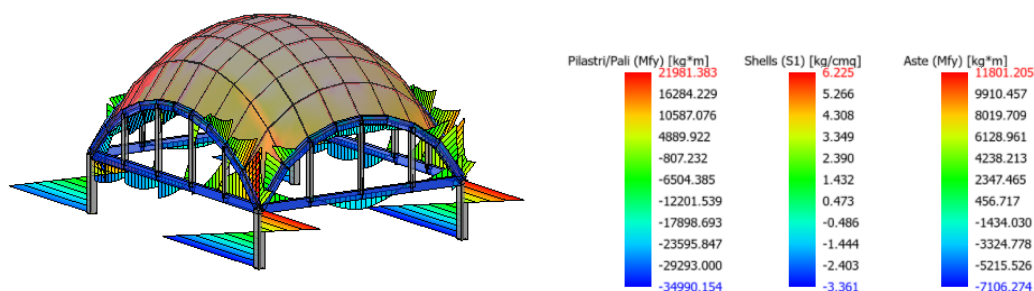
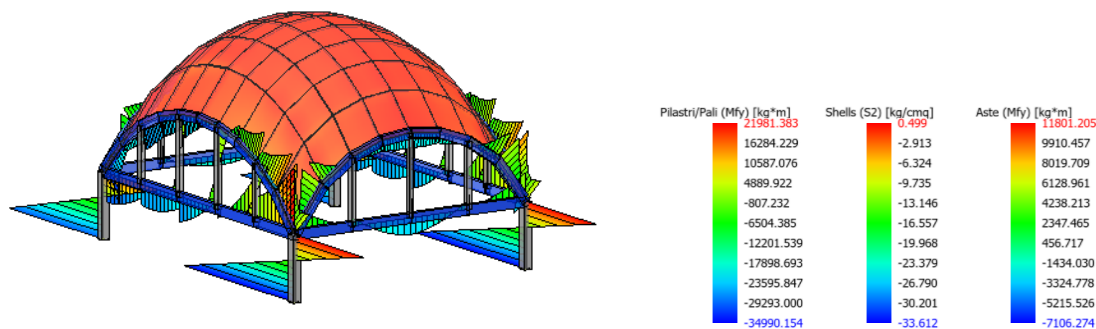
Le sollecitazioni per carichi verticali e sisma nelle due direzioni :
Carico verticale



Sisma direzione X



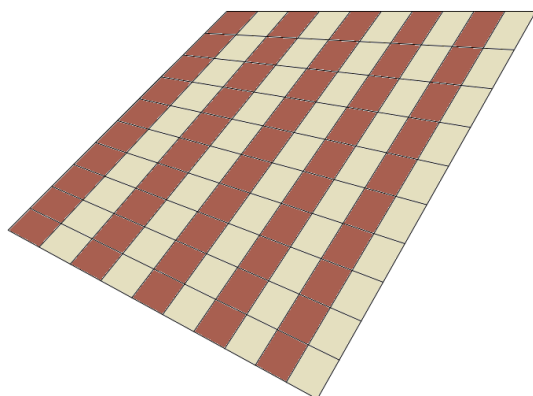
Sisma direzione Y



La volta è tutta verificata chiaramente vi sono degli effetti di bordo in corrispondenza degli appoggi dove la volta è incernierata ma vi sono le travi dei timpani sufficientemente rigide , il diagramma dei momenti sui pilastri sarebbe quello di una mensola ma la soluzione migliore è isolare la volta per ridurre le azioni sismiche disponendo degli isolatori elastomerici in testa ai quattro pilastri d'angolo

La volta a paraboloido iperbolico

La equazione della volta a paraboloido iperbolico è $Z = XY/c$

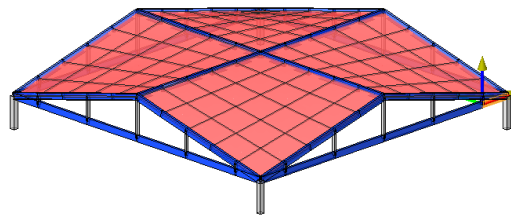


Per $X = a$ ed $Y = b$ risulta $z = h$ quindi la costante $c = ab/h$

Questa è una volta nella quale sono nulli gli sforzi N_x ed N_y mentre è diverso da zero soltanto N_{xy} costante in tutta la volta e pari a

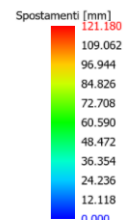
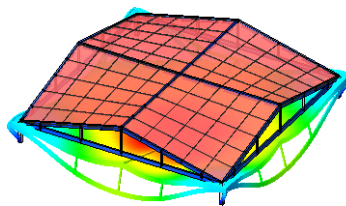
$$N_{xy} = P \cdot a \cdot b / h$$

Eseguiamo la modellazione FEM di una volta a padiglione di lati 40 e 40 m con $h = 5$ m , una copertura molto grande che sicuramente non è verificata per le ipotesi a base della trattazione ovvero che i timpani laterali sono privi di rigidità trasversale e sono proprio gli elementi non verificati.



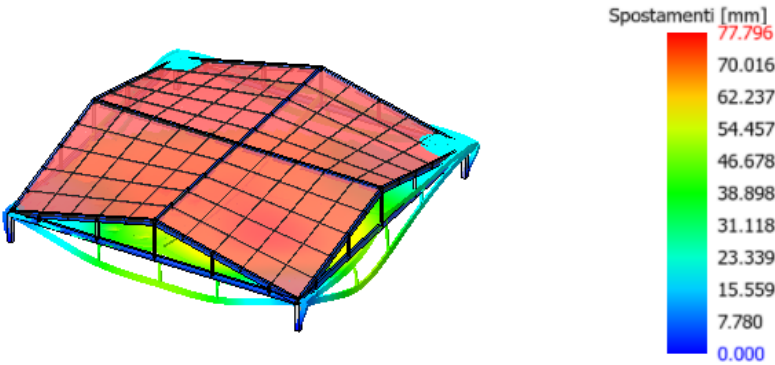
Le deformate della volta per carico verticale e azioni sismiche

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1

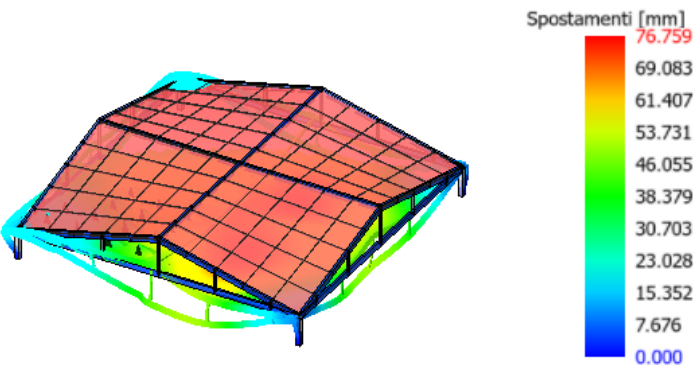


Come si può vedere i timpani si inflettono e si aprono .

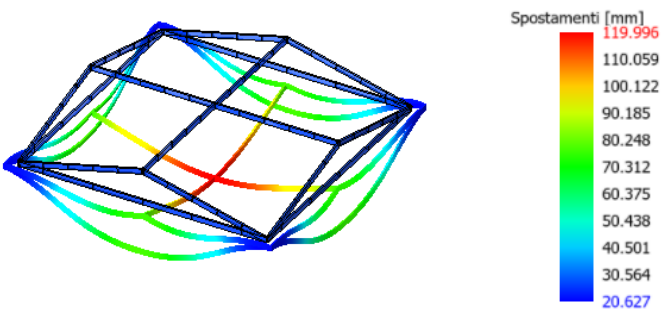
Sisma X



Sisma Y



Deformata timpani



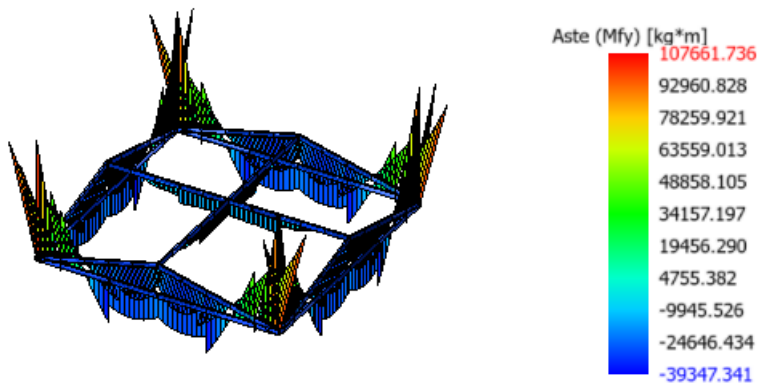
I risultati della analisi di buclking il moltiplicatore critico

Attenzione: il report è generato per il calcolo parziale: CalcoloNT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO)

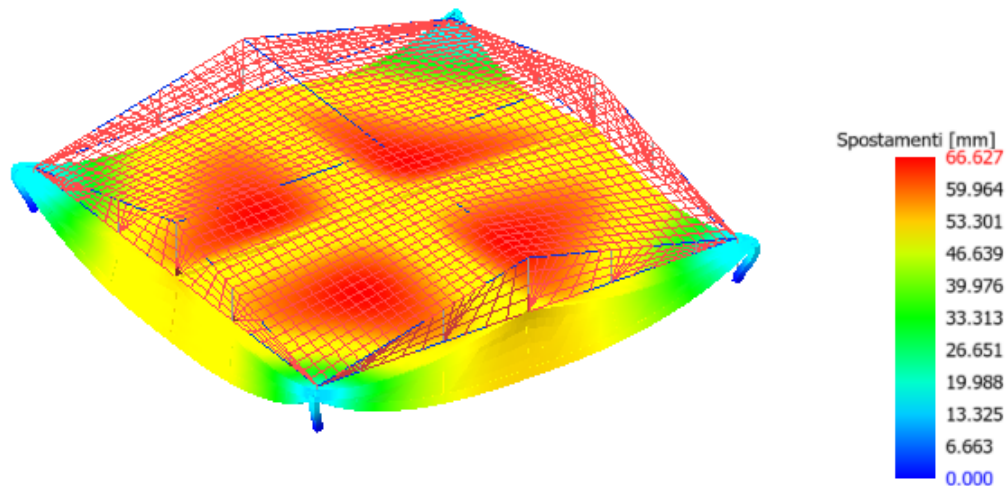
(Buckling)	
N°	fattore
1	9.322
2	9.713
3	10.702
4	10.702
5	12.080
6	12.080
7	13.075
8	17.725
9	21.857
10	21.857

Cattura rettangolare

Le sollecitazioni eccessive nelle travi



Proviamo ad irrigidire i timpani anzich  aumentare il numero dei pendini realizziamo un timpano a parete piena con ridotta rigid zza trasversale , lo spostamento verticale si dimezza



Attenzione: il report   generato per il calcolo parziale: CalcoloNT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) (Buckling)

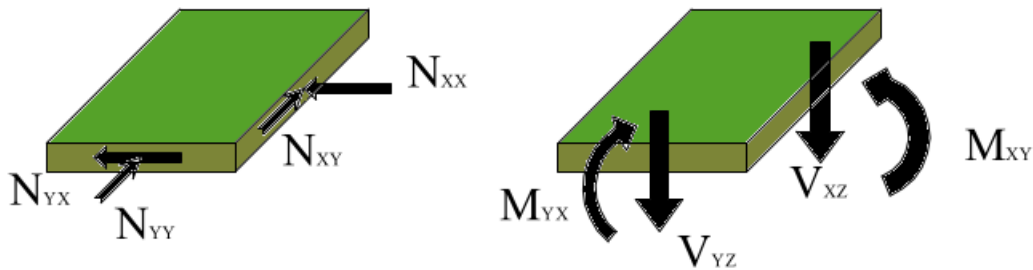
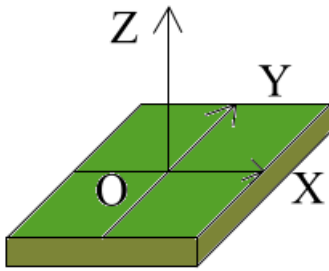
N�	fattore
1	10.089
2	10.414
3	10.989
4	10.989
5	13.014
6	13.014
7	13.526
8	18.116
9	22.365
10	22.365

● Cattura rettangolare

ed   verificata anche la analisi di buckling

La deformata dei timpani evidenzia che la volta non si sostiene per solo sforzo normale tangenziale vengono trasmesse delle azioni sui timpani che vanno adeguatamente irrigiditi , lo schema per solo taglio   uno schema variato .

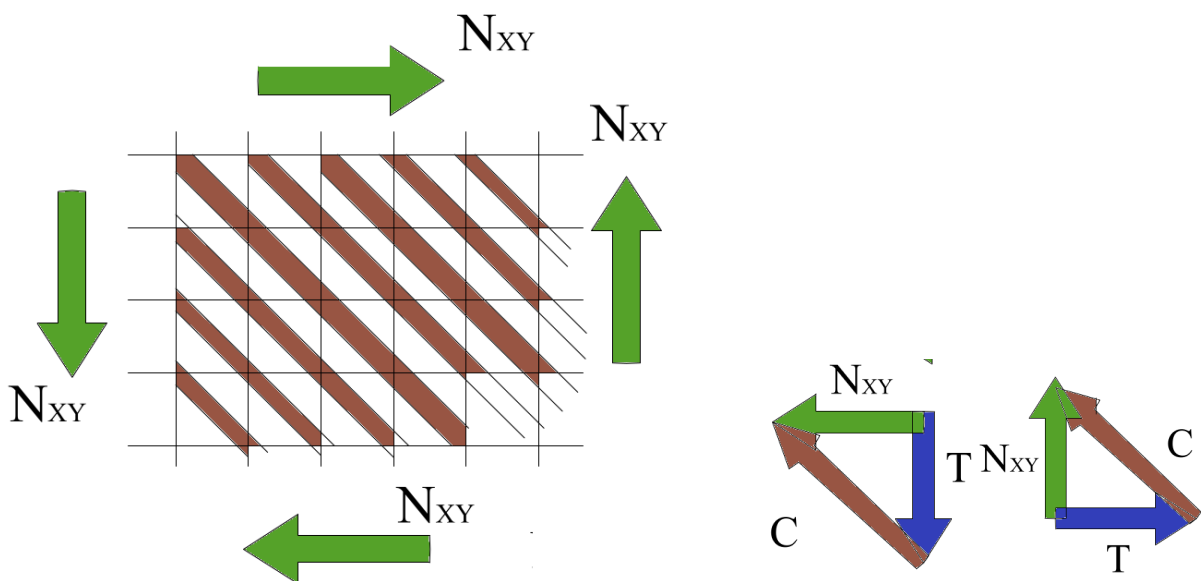
Riportiamo adesso la verifica di un pannello sandwich di cemento armato sollecitato da azioni membranali e flessionali



Il pannello è a doppia armatura, la verifica per sollecitazioni membranali è a compressione semplice nelle due direzioni e a taglio

$$f_y d * A_{sx} + 0,85 * f_{cd} * A_c = N_{RD} \leq N_{xx} \quad ; \quad f_y d * A_{sy} + 0,85 * f_{cd} * A_c = N_{RD} \leq N_{yy} ;$$

La verifica a taglio concerne gli sforzi tangenziali e riguarda sia le armature metalliche che il calcestruzzo ;dalla deformata del pannello individuiamo un meccanismo resistente composto da armature e bielle compresse



Lo sforzo di trazione nelle armature $T = N_{XY}$ mentre la compressione $C = N_{XY} \cdot \sqrt{2} +$

$$T_{RD} = A_{SX} \cdot f_{yd} = A_{SY} \cdot f_{yD}$$

$$C_{RD} = 0,85 f_{cd} \cdot t \cdot b = 0,3 \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot t \cdot L$$

dove t spessore del pannello b base della diagonale $= 0,30 \cdot L$
 L lato del pannello

Le verifiche a flessione sono immediate poiché analoghe ad una sezione rettangolare in cemento armato :

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot X \cdot \psi + f_{yd} \cdot A_s + \sigma \cdot A'_s = 0$$

Nota la x ovvero la profondità dell'asse neutro

$$M_{rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot X \cdot \psi \cdot (X - \lambda X) + f_{yd} \cdot A_s \cdot (h - X) + \sigma \cdot A'_s \cdot (X - c)$$

Con il noto significato dei coefficienti ψ e λ .

Se il pannello è pressoinflesso

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot X \cdot \psi + f_{yd} \cdot A_s + f_{yd} A'_s = N$$

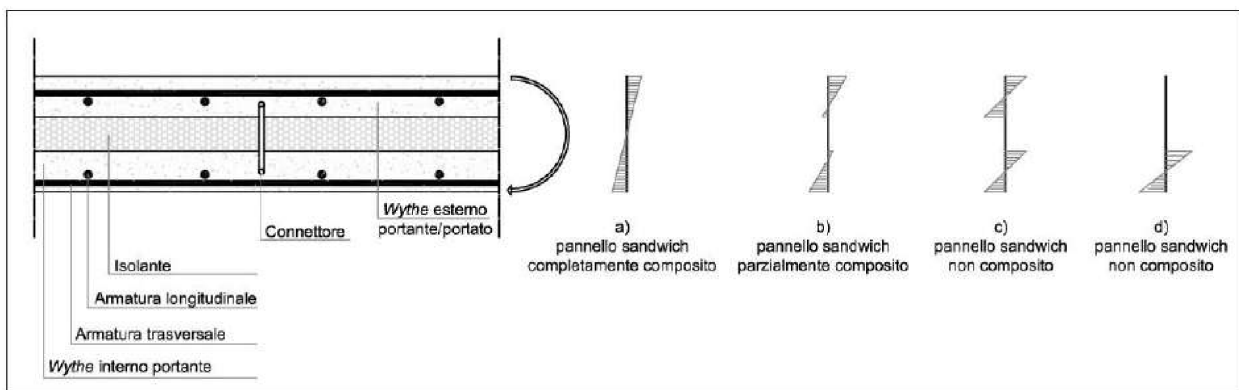
$$M_{rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot X \cdot \psi \cdot (h/2 - X + \lambda X) + f_{yd} \cdot A_s \cdot (H/2 - c) + f_{yd} A'_s \cdot (H/2 - c)$$

Calcolato rispetto al baricentro geometrico

Il pannello sandwich di cemento armato è un pannello composto dove all'interno vi è uno strato di isolante termico adatto soprattutto per costruzioni prefabbricate distinguiamo due tipologie di pannelli :

1) pannello sandwich completamente composito: quando i vari wythes sono collegati in modo tale che possano simultaneamente, tramite un'azione congiunta, resistere ai carichi flessionali applicati, comportandosi come un'unica sezione. In questo caso i connettori trasferiscono totalmente il taglio agli strati portanti e l'andamento delle tensioni è rappresentato da un diagramma a farfalla con valore nullo in corrispondenza dell'asse neutro;

2) pannello sandwich parzialmente composito: i connettori riescono a trasferire un'aliquota del taglio agli strati portanti e l'andamento delle tensioni è rappresentato da un diagramma a farfalla in corrispondenza di ogni wythe;

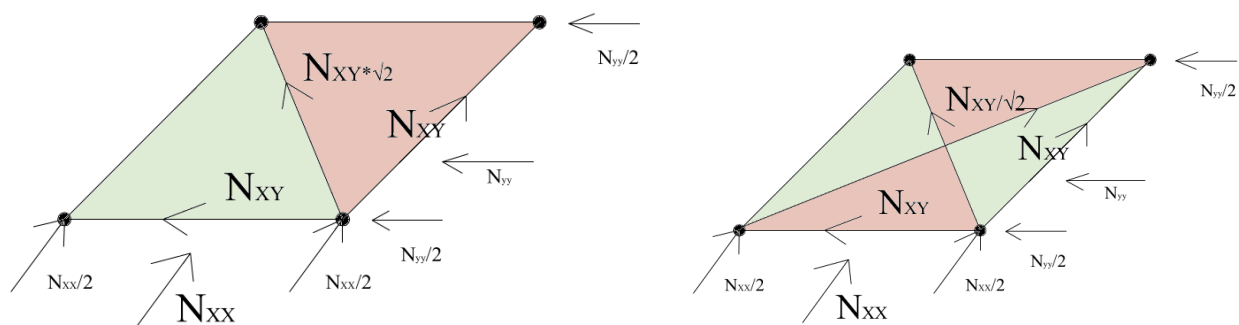


3) pannello sandwich non composito: i connettori non riescono a trasferire taglio agli strati portanti, che si comportano quindi in modo indipendente; l'andamento delle tensioni è rappresentato da un diagramma a farfalla, in corrispondenza di ogni wythe, simmetrico se uguali sono le caratteristiche meccaniche;

4) pannello sandwich non composito: i connettori non riescono a trasferire taglio agli strati e soltanto uno di questi è portante, l'altro è portato; l'andamento delle tensioni a farfalla interessa soltanto lo strato portante.

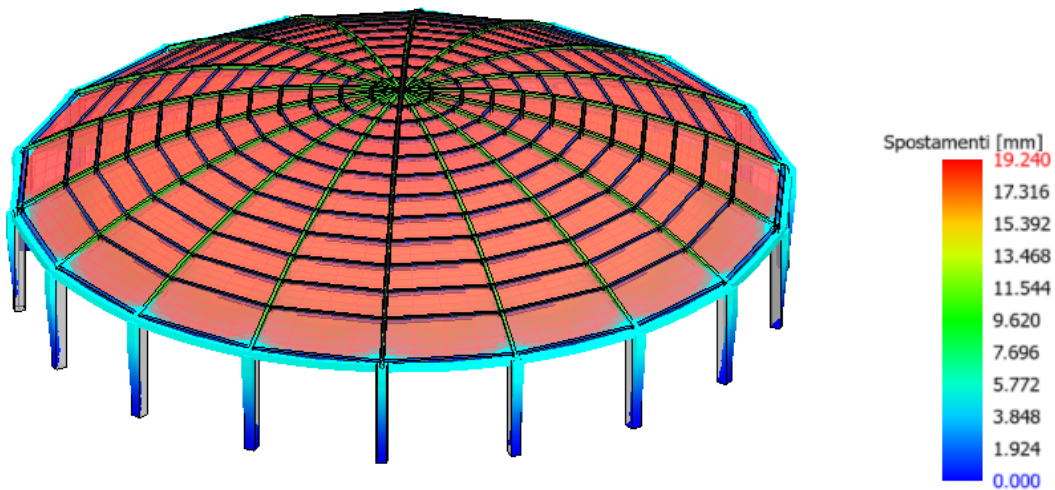
8- Le volte in legno

Le volte in legno sono delle volte reticolari realizzate con aste in legno anche diagonali, di solito si inserisce nella maglia rettangolare un pannello di legno anche X.Lam che simula il comportamento della diagonale o un pannello di vetro; gli sforzi nelle aste per lo schema isostatico ed iperstatico simmetrico sono riportate in figura. Nello schema isostatico la diagonale è compressa mentre nello schema iperstatico una diagonale è compressa e l'altra è tesa.

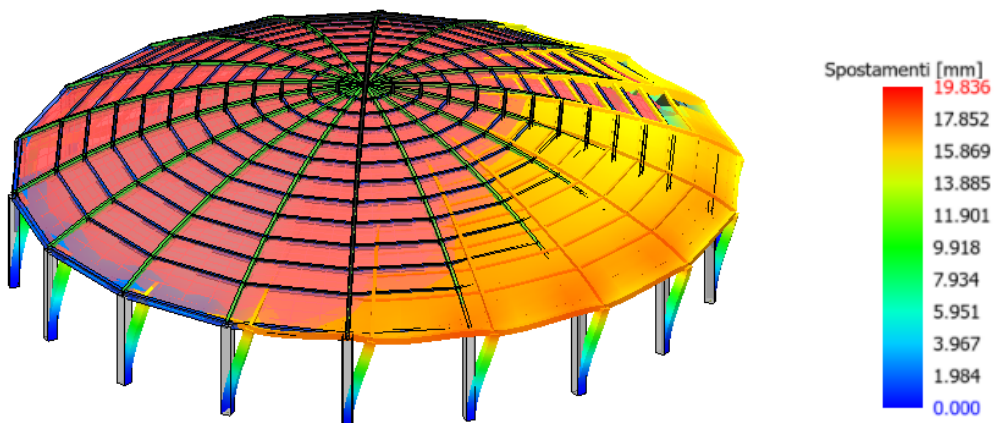


I collegamenti tra le aste sono realizzate con giunti a scomparsa in grado di trasmettere flessione e taglio con un pannello di legno adeguatamente collegato alle aste che simula il comportamento delle diagonali. Eseguiamo la modellazione di una calotta sferica con pannelli di legno avente un diametro di 50 metri che poggia su 18 pilastri di cemento armato avente una freccia di circa 7 metri.

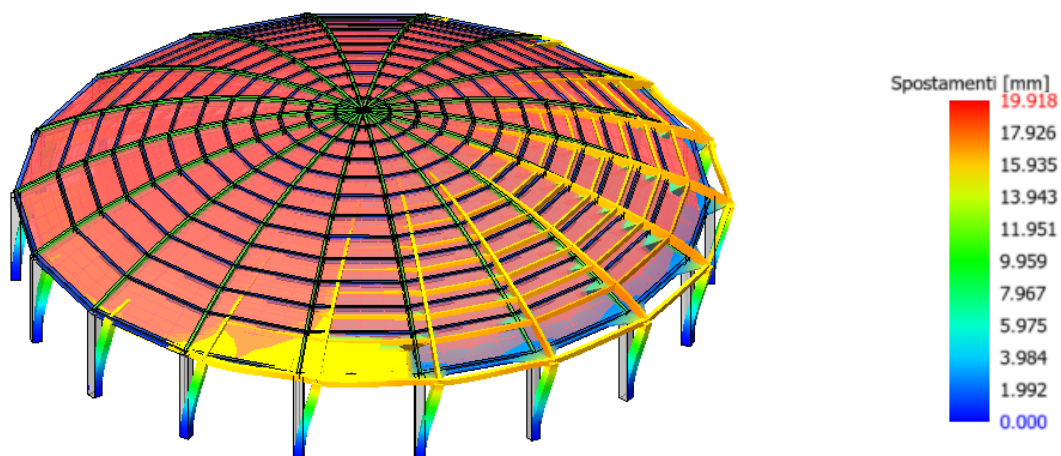
Riportiamo le deformazioni della calotta



Sisma X

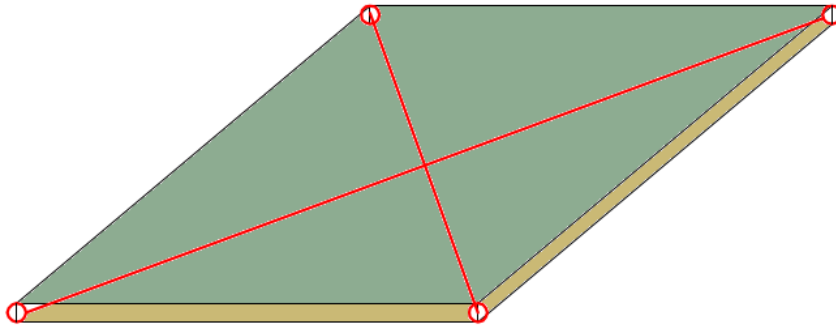


Sisma Y

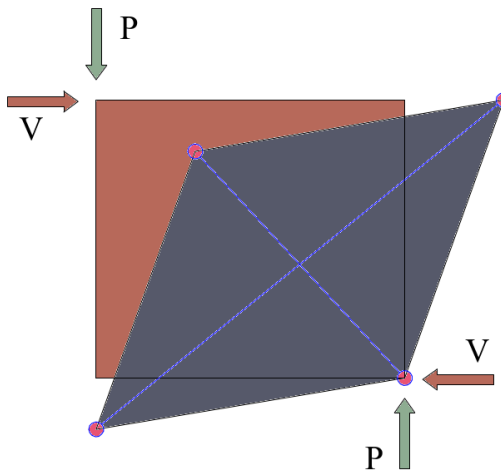


Il pannello di legno ha uno spessore di 15 è un struttura molto rigida ed è soddisfatta anche la analisi di buckling per la instabilità globale ; la struttura è tutta verificata salvo per le aste degli archi in corrispondenza dei pilastri per le quali vā modificata la condizione di vincolo che deve esesre una cerniera

Il calcolo e la costruzione della volta deve avvenire con la collaborazione dei pannelli il cui comportamento lo possiamo assimilare ad una doppia diagonale trasformando la cupola in cupola reticolare. Il pannello sia esso in legno o vetro deve integrare con le aste adiacenti è contenuto nel piano e può essere modellato con due aste incernierate agli estremi



Traslando la teoria delle tamponature in laterizio inserite nelle maglie di telaio delle strutture in cemento armato si può determinare la larghezza della singola diagonale in funzione della tipologia di materiale impiegato e modellare la cupola come una cupola reticolare con doppia diagonale resistente a trazione e a compressione .



Per questa schematizzazione il materiale deve avere il medesimo comportamento a trazione e compressione , gli spostamenti verticali e orizzontali dovuti alla deformabilità flessionale e tagliante del pannello

$$\Delta_O = V \cdot H^3 / (12 \cdot E \cdot I_x) + \chi \cdot V \cdot H / G \cdot A$$

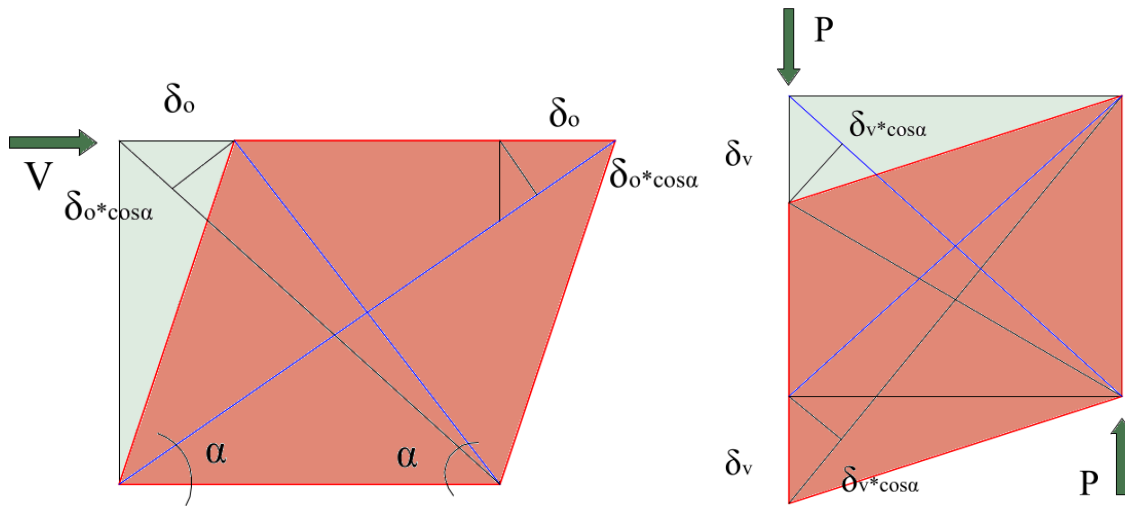
$$\Delta_V = P \cdot B^3 / (12 \cdot E \cdot I_y) + \chi \cdot P \cdot B / G \cdot A$$

Le rispettive rigidezze orizzontali e verticali del pannello

$$K_O = 1 / [(12 \cdot E \cdot I_x) / H^3 + (G \cdot A) / (\chi \cdot H)]; K_V = 1 / [(12 \cdot E \cdot I_y) / B^3 + (G \cdot A) / (\chi \cdot B)];$$

$$\Delta_O = V / K_O ; \quad \Delta_V = P / K_V$$

Le componenti degli spostamenti secondo le 2 diagonali :



La prima compressa $\delta_C = (\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha$; $\operatorname{tg} \alpha = H/B$
 La seconda tesa $\delta_T = (\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha$;

La rigidezza della diagonale ipotizzando u comportamento elastico lineare omogeneo isotropo sia a trazione che a compressione

$$K = EA/d ; \quad \delta_C = N_C * d/EA ; \quad \delta_T = N_T * d/EA ;$$

$$\text{Gli sforzo normali} \quad N_C = (V+P)/(2 * \cos \alpha) \quad N_T = (V+P)/(2 * \cos \alpha)$$

$$\delta_C = (V+P)/(2 * \cos \alpha) * d/EA ; \quad \delta_T = (V+P)/(2 * \cos \alpha) * d/EA ;$$

$$(\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha = (V+P)/(2 * \cos \alpha) * d/EA ;$$

$$(\delta_O + \delta_V) * \cos \alpha = (V+P)/(2 * \cos \alpha) * d/EA ;$$

$$(\delta_O + \delta_V) = (V+P)/(2 * \cos \alpha^2) * d/EA ; \quad (V/K_O + P/K_V) = (V+P)/(2 * \cos \alpha^2) * d/EA ;$$

Disaccoppiamo la equazione

$$V/K_O = V/(2 * \cos \alpha^2) * d/EA ; \quad P/K_V = P/(2 * \cos \alpha^2) * d/EA ;$$

$$EA = K_O * (2 * \cos \alpha^2) * d ; \quad EA = K_V * (2 * \cos \alpha^2) * d ; \text{ eseguiamo la somma}$$

$$EA = (K_O + K_V) (2 * \cos \alpha^2) * d ; \quad A = t * s \quad s \text{ spessore pannello } t \text{ larghezza diagonale}$$

$$A = (K_O + K_V) (2 * \cos \alpha^2) * d/E ; \quad t = (K_O + K_V) (2 * \cos \alpha^2) * d/(s * E) ;$$

Lo spessore delle due diagonali equivalenti come da tecnica delle costruzioni

$$t = \{ 1 / [(12 * E * I_x) / H^3] + (G * A) / (\chi * H) + 1 / [(12 * E * I_y) / (B^3) + (G * A) / (\chi * B)] \} * 2 * \cos \alpha^2 * d / (s * E)$$

Il puntone ed il tirante hanno la stessa sezione

E modulo elasticità normale pannello

G modulo elasticità tangenziale

B larghezza pannello

H altezza pannello

$\tan \alpha = H/B$; α angolo inclinazione diagonale tesa e compressa

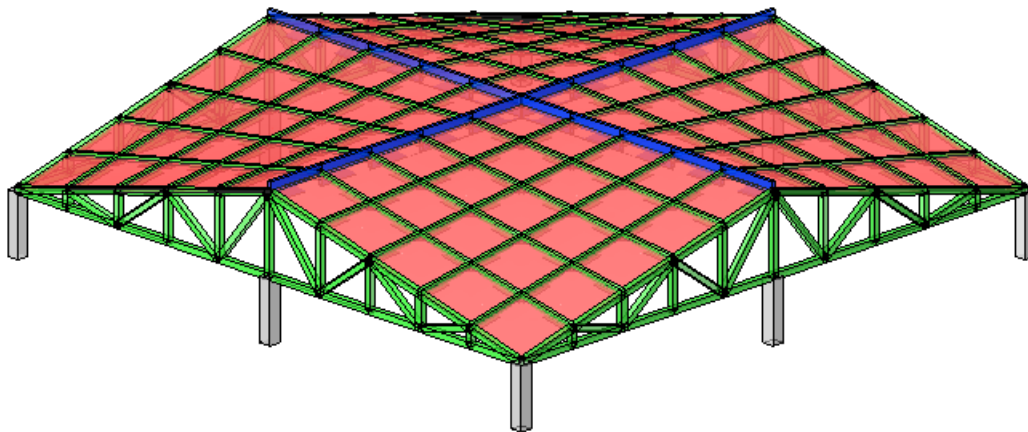
$A = s \cdot t$ area diagonale ; t spessore pannello ; s larghezza diagonale

$I_x = t \cdot B^3/12$ momento di inerzia ; $I_y = t \cdot H^3/12$ momento di inerzia ;

$\chi = 6/5$ fattore di taglio sezioni rettangolare .

L'elemento plate-shell è inclinato comunque inserito in una maglia appartenente ad un piano di conseguenza per la definizione delle diagonali ci interessano gli spostamenti le deformazioni e sollecitazioni complanari.

Modelliamo la stessa volta a padiglione in cemento armato dimensioni 40x40 cm

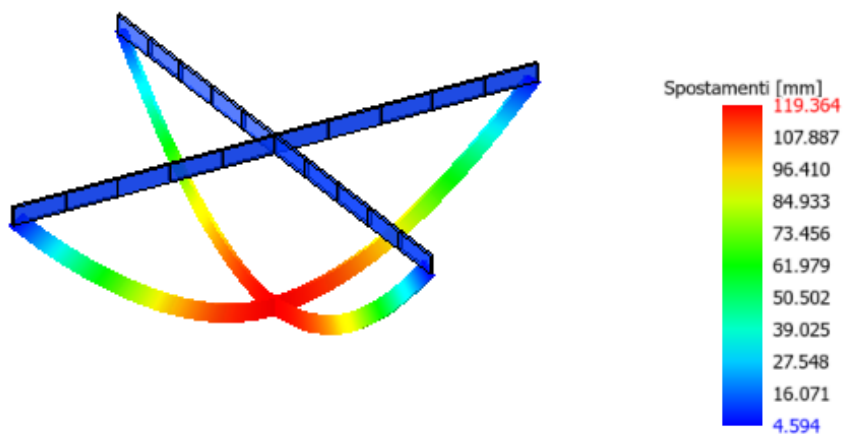


Sono stati inseriti dei pilastri centrali al fine di limitare le deformazioni verticali delle capriate laterali ; i risultati della analisi di buckling

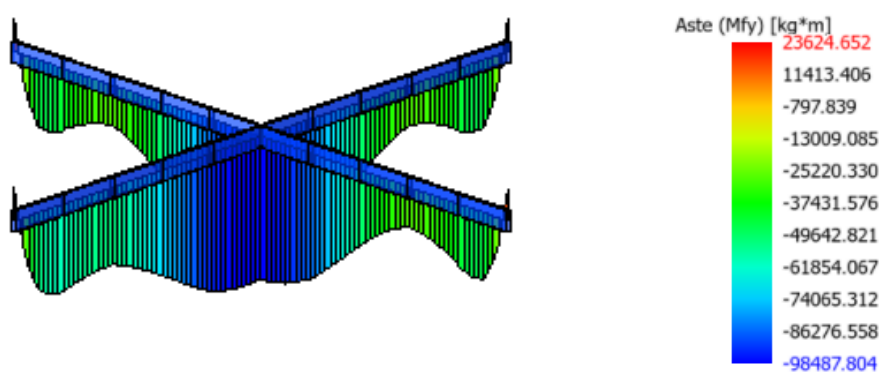
(Buckling)

N°	fattore
1	20.818
2	24.078
3	24.329
4	24.438
5	39.206
6	39.463
7	41.533
8	44.176
9	50.865
10	62.609

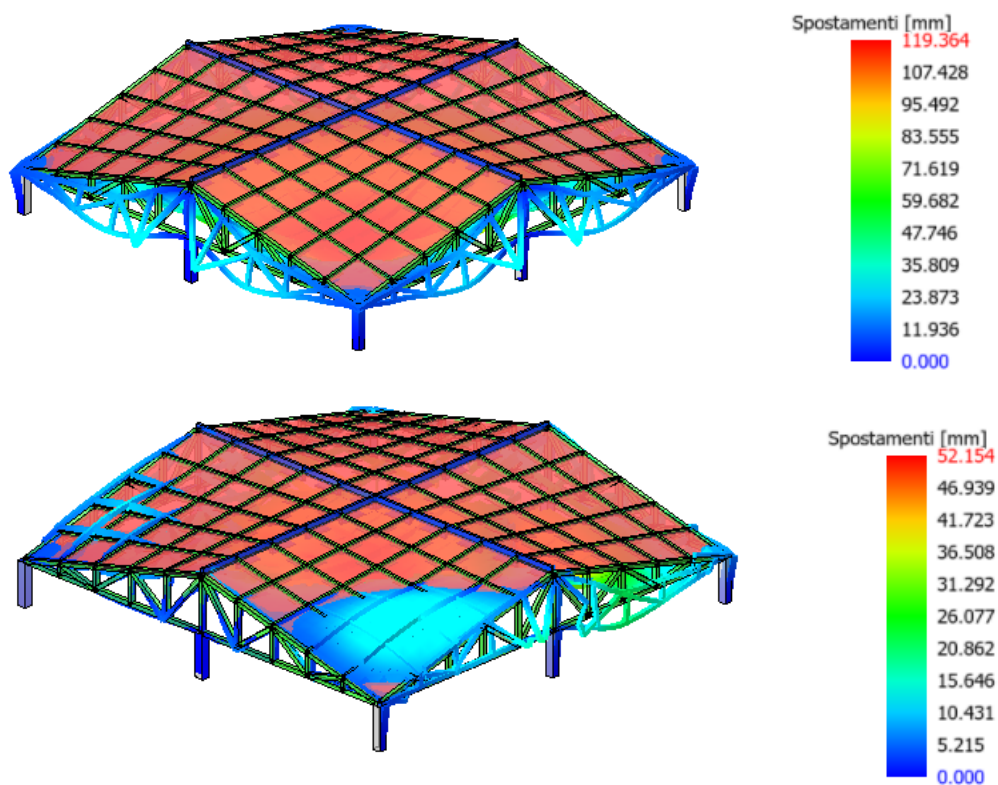
La deformata delle travi di colmo della volta

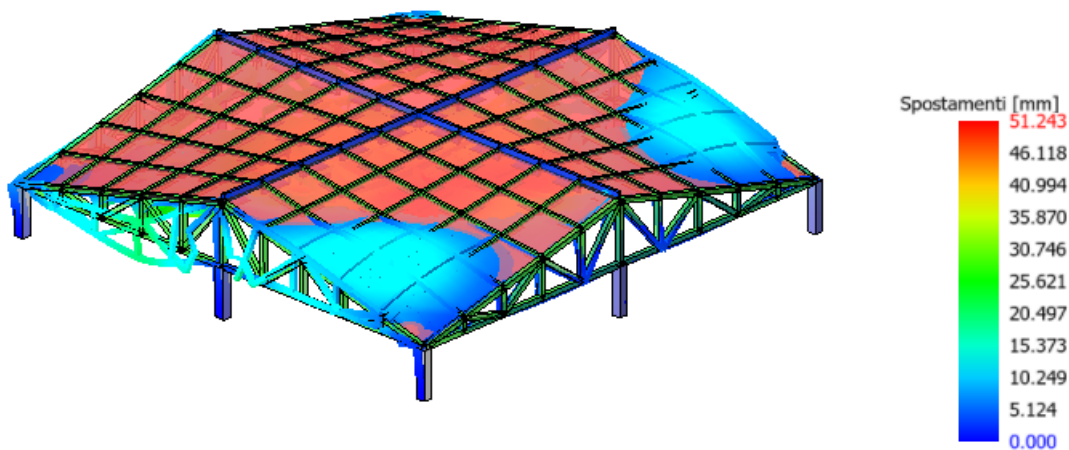


Il diagramma del momento flettente



La deformata della volta per carichi verticali e azioni sismiche





La teoria di Pucher applicata alla volta a paraboloide iperbolico cade in difetto nella volta sono presenti sollecitazioni taglianti e flessionali nelle travi di colmo che possono portare al collasso della volta stessa .

9- Le volte in acciaio e alluminio

Le volte in acciaio e alluminio sono realizzate con strutture reticolari e adatte a coprire grandi luci le superfici sono le più variegate in questo paragrafo ci occuperemo di una copertura piramidale in acciaio e vetro.



La copertura piramidale è su base esagonale il vetro ha le seguenti caratteristiche meccaniche :

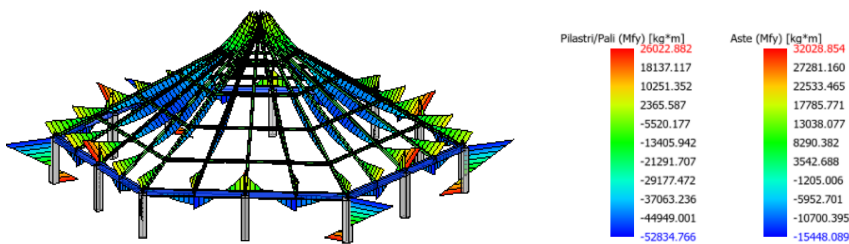
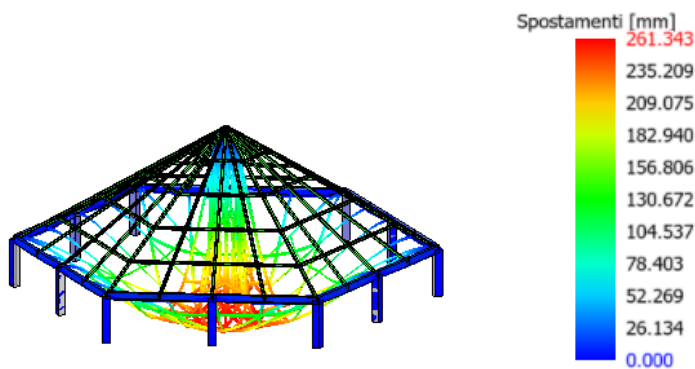
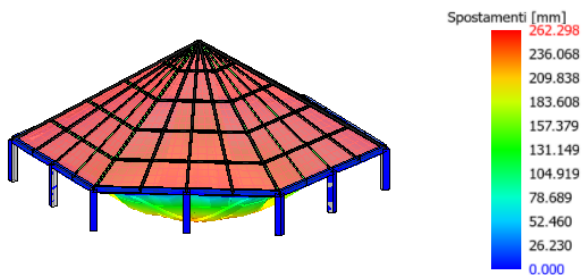
Spessore $t = 2 \text{ cm}$

Modulo elastico di young 700000 daN/cm^2

Coefficiente di poisson $0,22$

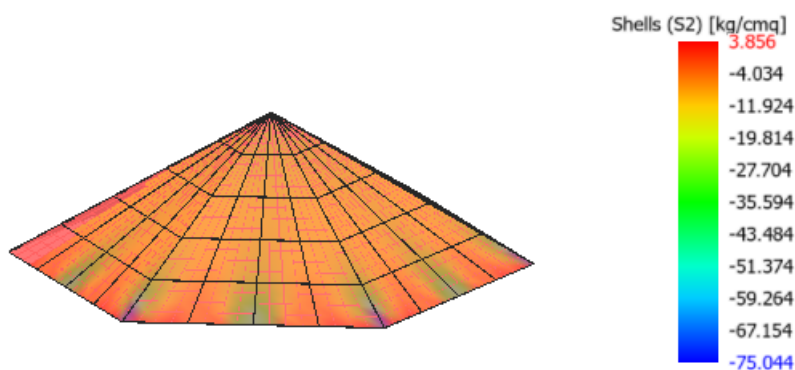
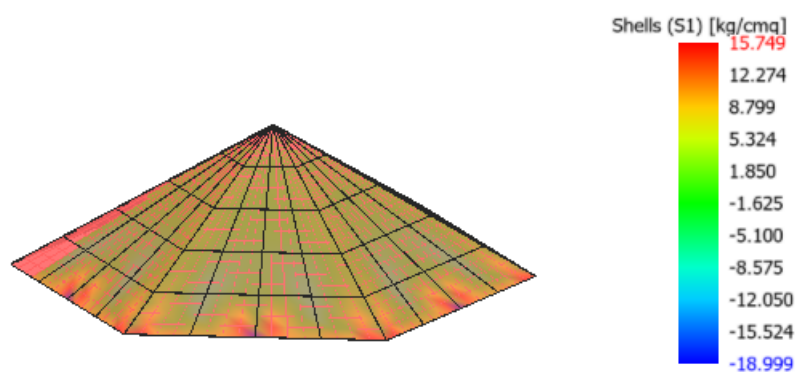
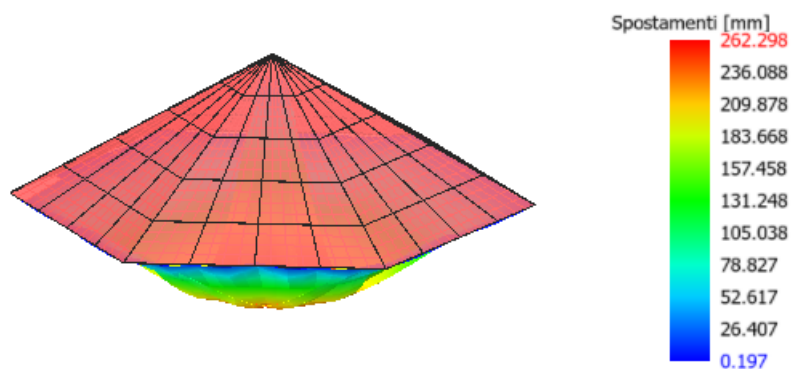
Peso specifico 7200 kg/m^3

Sulla struttura applichiamo un carico da neve di 260 daN/m^2 in realtà la neve scivola ed il carico non esiste .Eseguiamo il solo calcolo per carichi verticali l'esagono è inscritto in un cerchio di raggio 15 m il colmo della volta è a 14 m i pilastri sono alti 4 m .La deformata della volta piramidale

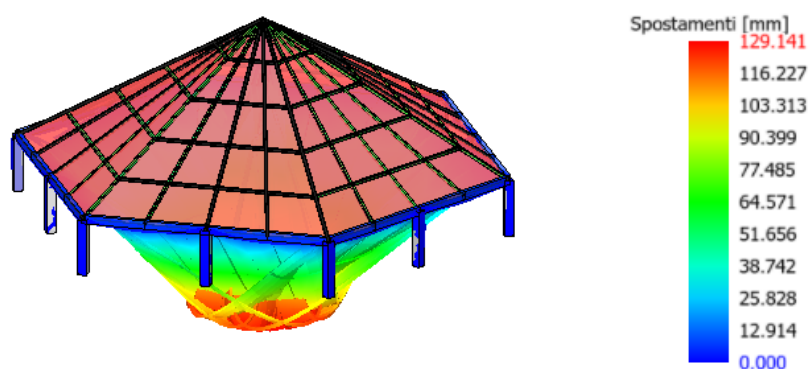


(Buckling)

N°	fattore
1	19.380
2	19.380
3	21.025
4	21.116
5	21.116
6	21.148
7	21.476
8	21.476
9	21.530
10	21.548



Anche questa è una volta che presenta problemi di rigidità delle travi perimetrali è stato inserito un pilastro intermedio ; va calcolata per peso proprio e azioni orizzontali del vento la deformata per solo peso proprio



10-Conclusioni

Le volte sono delle strutture architettonicamente gradevoli in questi appunti se ne è voluto studiare esclusivamente il comportamento statico sotto i carichi verticali e le azioni sismiche . Le volte sottili vengono calcolate con la teoria di pucher che considera solo azioni membranali in realtà nella volta sono presenti sollecitazioni flessionali e taglianti che vanificano la teoria che fa riferimento a schemi variati ovvero che la volta abbia già ceduto per flessione e taglio. Le volte arcuate hanno un buon comportamento quando è possibile assimilare il comportamento a quello dell'arco in altri casi si ha un comportamento a trave che mette in dubbio la stessa teoria di pucher. Sono delle strutture molto leggere che portano esclusivamente il peso proprio ed il carico da vento ma per le volte in cemento armato va eseguita anche una verifica per azioni sismiche quindi la progettazione deve essere molto accurata.