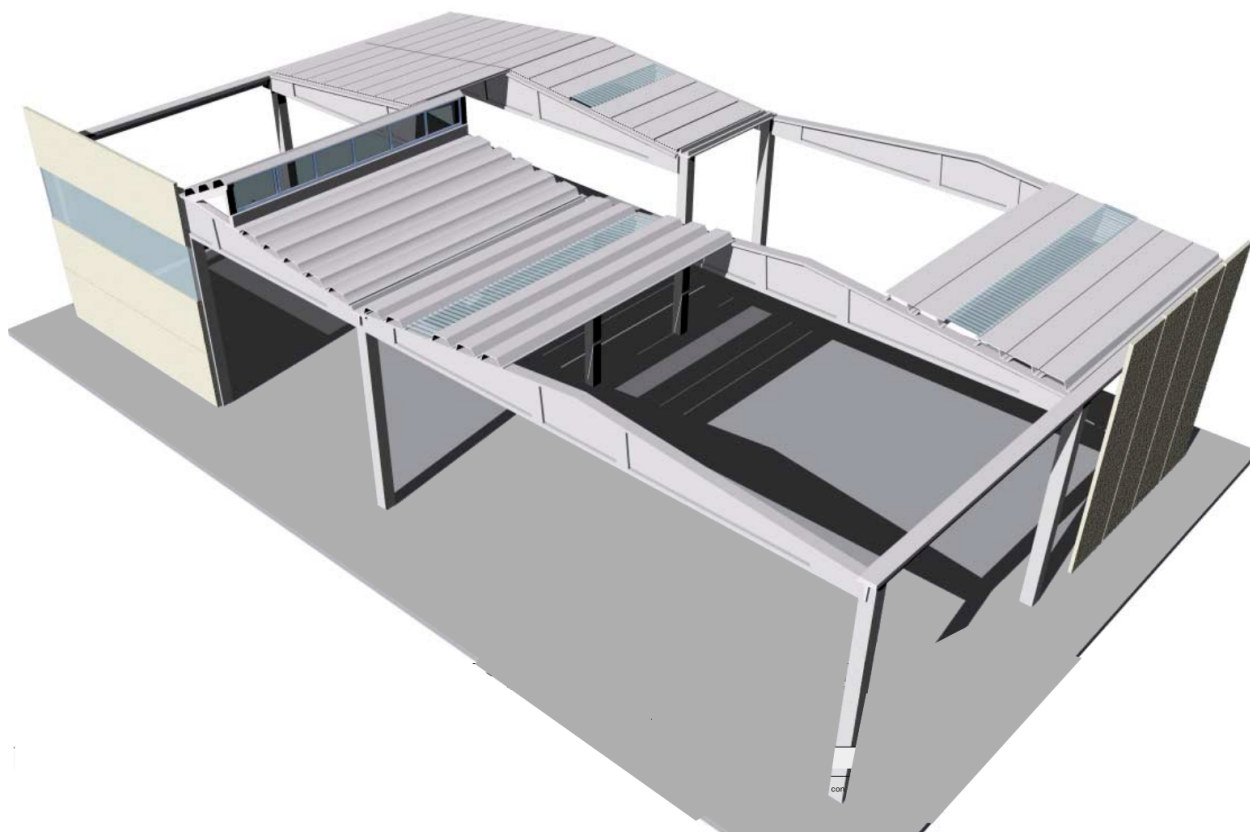


Le strutture prefabbricate



Ing. Giuseppe Mosca

Premessa

Le strutture prefabbricate in calcestruzzo a differenza di quelle gettate in opera vengono prodotte in stabilimento ponendo maggiore attenzione alla qualità del calcestruzzo alla sua resistenza , la stagionatura è controllata e maturazione avviene all'interno della industria di prefabbricati poi successivamente vengono trasportati cantiere e assemblati con il vantaggio innegabile della riduzione dei tempi di costruzione. In queste pagine sono riportati solo i capannoni industriali con i relativi metodi calcolo con la possibilità di realizzare dei capannoni isolati con isolatori elastomerici in copertura . In seguito le strutture prefabbricate saranno oggetto di approfondimento attraverso il calcolo degli edifici a pannelli prefabbricati con cls strutturale alleggerito , le varie tipologie di solai prefabbricati anche per grande luce e le volte e cupole prefabbricate, gli edifici intelaiati prefabbricati nonché archi prefabbricati in calcestruzzo per strutture da ponte . Le strutture prefabbricate sono poco sostenibili con l'utilizzo di calcestruzzi ecologici strutturali soprattutto per edifici a pannelli si ottiene la sostenibilità richiesta ; vengono solitamente utilizzate per grandi luci per cui si pone attenzione più alla alta resistenza del materiale che al rispetto ambientale ,facendo ricorso a fonti di energia rinnovabile con pannelli fotovoltaici inseriti nell'elemento prefabbricato di copertura e al biophilics design al fine di minimizzare l'impatto ambientale.

Castel di Sangro

Ing. Giuseppe Masca

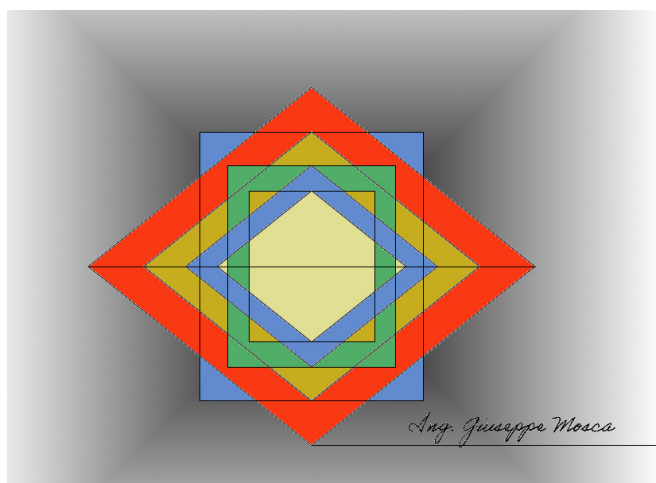
Indice

1- Il prefabbricato industriale

2- L'isolamento sismico dei capannoni industriali

Capannoni Industriali

- 1-Introduzione*
- 2-Il materiale Cls*
- 3-Sistemi di lavorazione*
- 4-Tipologie di capannoni*
- 5-Il dimensionamento degli elementi strutturali*
- 6- Le prescrizioni delle NTC 2018*
- 7-Schema statico e modellazione FEM*
- 8-Progetto e calcolo del tegolo*
- 9-Progetto travi portanti*
- 10-Progetto e calcolo capriate*
- 11-Il pannello di tamponatura*
- 12-La trave portacarroponte*
- 13-La verifica dei pilastri*
- 14-Le mensole tozze*
- 15-Le fondazioni , plinto a bicchiere*
- 16-Le unioni tra gli elementi strutturali*
- 17 La verifica dell'impalcato*
- 18 Calcolo e verifica di strutture in c.a.p con il software CAPS AZTEC*
- 19-Interventi di consolidamento e isolamento termico*
- 20-Architettura industriale e Green design*
- 21-Conclusioni*



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

1-Introduzione

*I capannoni industriali di solito vengono costruiti con elementi strutturali prefabbricati in sintonia con la destinazione dell'edificio artigianale o industriale facendo ricorso alla edilizia prefabbricata e quindi alla industrializzazione della edilizia. Il materiale utilizzato è il calcestruzzo possono essere costruiti anche in acciaio o in legno in questi appunti ci occuperemo esclusivamente di capannoni prefabbricati in cemento armato. Il vantaggio della prefabbricazione è evidente soprattutto per la qualità del calcestruzzo stagionato in stabilimento quindi con maggiore controllo rispetto ad una struttura gettata in opera ricorrendo a calcestruzzi con $R_{ck} > 50 \div 55 \text{ N/mm}^2$; ovviamente si riducono i tempi di costruzione in fase di cantiere l'assemblaggio degli elementi prefabbricati avviene con maggiore rapidità poiché il cls è già stagionato con riduzione dei costi compensando i maggiori oneri derivanti dalla produzione in stabilimento. I capannoni industriali durante gli eventi sismici (Emilia Romagna) recenti hanno subito danni considerevoli soprattutto nelle unioni tra gli elementi strutturali, l'evoluzione delle normative tecniche sulle costruzioni hanno posto maggiore attenzione ai collegamenti al fine di garantire una maggiore resistenza alle azioni sismiche. Le strutture industriali presenti in Italia hanno una chiara impronta razionalista con riferimento al cubismo con calcestruzzo in vista per cui la prima critica che viene fatta a questa tipologia edilizia è il danno ambientale derivante sia dalla forma che dal cemento mal inserita nel contesto naturale, che non è nulla in confronto alla attività industriale che si svolge all'interno. Se si pensa alle emissioni inquinanti nell'atmosfera, agli scarichi industriali ai rifiuti quali olio petrolio o ancora al consumo di legno per industrie di arredamenti l'enorme quantitativo di alberi tagliati, le ciminiere che si ergono dalle industrie e la relativa cappa di smog, l'effetto serra e i danni provocati dal cambiamento climatico il capannone industriale prefabbricato utilizzato anche in zootecnia per edifici agricoli riportato dal ministero dei beni culturali nella progettazione del paesaggio e fabbricati rurali rappresenta un edificio che si integra perfettamente nell'ambiente naturale. E' ovvio che la progettazione architettonica deve aver come obiettivo il miglioramento del contesto urbano e naturale per cui un capannone industriale prefabbricato **Green** con architetture alternative alle tipologie usuali in sintonia con la progettazione modulare imposta dalla edilizia industriale, già in fase di costruzione trasmette il messaggio immediato di rispetto dell'ambiente urbano e naturale per cui la conseguente attività industriale che si svolge all'interno sarà più attenta alle problematiche ambientali.*



La installazione di impianti fotovoltaici sulla copertura piana $S > 1500 \text{ mq}$ trasforma queste strutture in centrali elettriche ovvero capannoni e industrie NZEB

2-II materiale Cls

Il calcestruzzo utilizzato nella prefabbricazione è un calcestruzzo leggero o normale avente elevata resistenza caratteristica ottenibile con la stagionatura in stabilimento.

I calcestruzzi leggeri sono classificati dalla resistenza caratteristica

Tabella C4.1.V - Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima f_{lck} [N/mm ²]	Resistenza caratteristica cubica minima R_{lck} [N/mm ²]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Le densità da utilizzare nel calcolo delle strutture

Tabella C4.1.VI - Classi di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri ammesse per l'impiego strutturale

Classe di massa per unità di volume	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa per unità di volume [kg/m ³]	1400 < ρ ≤ 1500	1500 < ρ ≤ 1600	1600 < ρ ≤ 1700	1700 < ρ ≤ 1800	1800 < ρ ≤ 1900	1900 < ρ ≤ 2000
Massa per unità di volume calcestruzzo non armato [kg/m ³]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa per unità di volume calcestruzzo armato [kg/m ³]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

Un calcestruzzo leggero strutturale ha un peso specifico di circa 1700 daN/mc inferiore di circa il 30 % rispetto al calcestruzzo ordinario 2550 daN/mc , quindi si ha un cospicuo abbattimento delle azioni sismiche per strutture in cls leggero.

Le regole di calcolo impongono le medesime prescrizioni per le strutture in cemento armato normale con qualche piccola variazione

$$E = 22000 * (f_{Lcm}/10)^{0,30} * \eta_e$$

f_{Lcm} resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$\eta_e = (\rho/2200)^2 \quad \rho \text{ densità del cls leggero}$$

I diagrammi tensione deformazione da utilizzare :

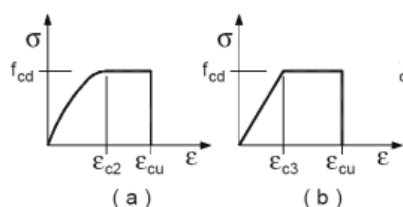


Figura C4.1.13 -Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo di aggregati leggeri

I limiti deformativi ϵ_{c2} , ϵ_{c3} ed ϵ_{cu} possono essere assunti

– per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore o uguale a LC 50/55 pari a:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\%$$

$$\epsilon_{cu} = \eta_1 0,35\%, \text{ essendo } \eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho/2200$$

– per calcestruzzi di classe di resistenza pari a LC 55/60 pari a:

$$\epsilon_{c2} = 0,22\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,18\%$$

$$\epsilon_{cu} = \eta_1 0,31\%$$

Le NTC stabiliscono che la resistenza media a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3} \cdot \eta_1 \quad \eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot (p/2200)$$

il valore di $f_{tck} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ per $C \leq 50/60$ frattile 95%

$$f_{tck} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{per } C \leq 50/60 \quad \text{frattile 5\%}$$

$$\text{per } C > 50/60 \quad f_{ctm} = 2,12 \cdot \log(1 + f_{cm}/10) \cdot \eta_1$$

Il meccanismo resistente di un cls leggero è differente da quello di un calcestruzzo normale dipende dalla modalità di rottura, che riguarda gli inerti per il cls leggero e la pasta cementizia per il cls normale, ovvero la trasmissione degli sforzi all'interno che avviene tramite il pietrisco e la ghiaia per il cls normale e la malta di cemento per il cls leggero.

Il cls utilizzato

-Calcestruzzo ordinario o normale o a resistenza normale

C40/50; C45/55;

-Calcestruzzo ad alte prestazioni (AP); -Calcestruzzo ad alta resistenza (AR)

C50/60; C55/67; C60/75; C75/85; C85/95; C90/105;

la prima è la resistenza cilindrica la seconda quella cubica da utilizzare nei calcoli.

Le NTC stabiliscono che la resistenza media a trazione semplice

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

il valore di $f_{tck} = 1,3 \cdot 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ per $C \leq 50/60$ frattile 95%

$$f_{tck} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{per } C \leq 50/60 \quad \text{frattile 5\%}$$

$$\text{per } C > 50/60 \quad f_{ctm} = 2,12 \cdot \log(1 + f_{cm}/10)$$

il valor medio della resistenza cilindrica $f_{ctm} = f_{ck} + 8$ in N/mm²

la resistenza a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{tck}$

Il modulo di elasticità normale a compressione

$$E_c = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \quad \text{in N/mm}^2$$

per quanto concerne le tensioni tangenziali di aderenza acciaio - cls

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C ; \quad f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} \quad \text{tensione tangenziale di aderenza}$$

$\eta_1=1$ in condizioni di buona aderenza

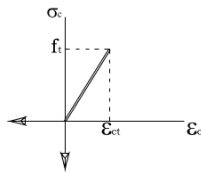
$\eta_1= 0,7$ in condizioni di non buona aderenza

$\eta_2 =1$ per barre di diametro $D < 32\text{mm}$

$\eta_2 =(132-D)/100$ per $D > 32 \text{ mm}$

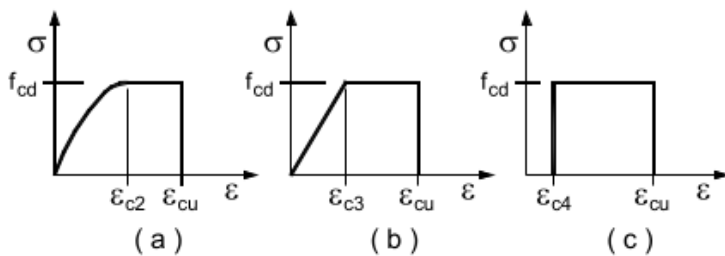
Nelle verifiche a fessurazione per tener conto del contributo del calcestruzzo teso viene utilizzato un modulo di elasticità normale a trazione ovvero un coefficiente di omogeneizzazione

$$E_{CT} = 18000 \cdot \sqrt{R_{ck}} \text{ daN/cm}^2$$



I diagrammi tensioni deformazione per il calcestruzzo da utilizzare nei calcoli di verifica delle strutture in cemento armato, in assenza di confinamento, dove per resistenze $C \leq 50/60$

$$\epsilon_{c2} = 0,002 ; \epsilon_{cu} = 0,0035 ; \epsilon_{c3} = 0,00175 ; \epsilon_{cu} = 0,0035 ; \epsilon_{c4} = 0,0007 ; \epsilon_{cu} = 0,0035 ;$$



Il valore della resistenza di progetto a compressione da utilizzare nei calcoli

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata

$\gamma_c = 1,5$ per calcestruzzo confinato come da NTC

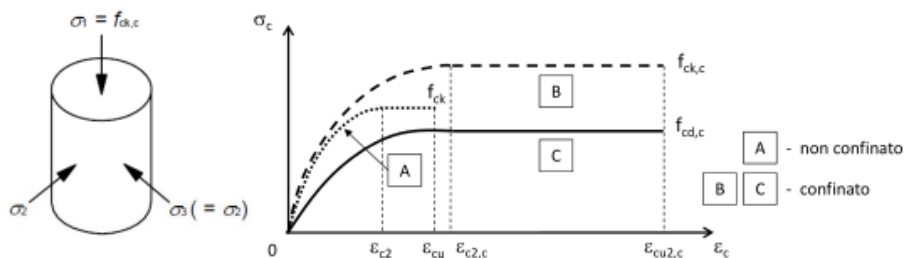


Fig. 4.1.2 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo confinato

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck}$$

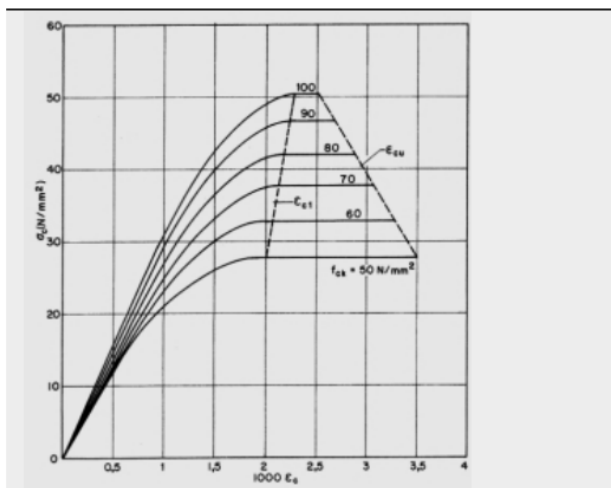
$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c$$

La tensione σ_2 è data dal prodotto di un coefficiente di efficienza α , e la pressione di confinamento σ_L esercitata dalle armature trasversali $\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_L$

-Calcestruzzo ad alte prestazioni (AP): conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0,45 avente resistenza caratteristica cubica superiore a 55 N/mm² ed inferiore o uguale a 75 N/mm².

-Calcestruzzo ad alta resistenza (AR): conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0,35 avente resistenza caratteristica cubica superiore a 75 N/mm² ed inferiore o uguale a 115 N/mm².

Per quanto concerne i diagrammi tensione deformazione da utilizzare nei calcoli delle strutture in cemento armato



L'equazione del tratto curvilineo :

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{CI})^n] \quad \text{Il tratto orizzontale} \quad \sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$n = 2 - 0,008 \cdot (f_{ck} - 50) \quad \text{i valori delle deformazioni limite elastica ed ultima}$$

$$\varepsilon_{CI} = 0,002 + 0,5 \cdot (f_{ck} - 50) \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{CU} = 0,0025 + 0,002 \cdot (1 - f_{ck} / 100)$$

I valori da utilizzare per ogni curva :

f_{ck}	$\epsilon_{t,tot}$	f_{cd}	$0,85 \cdot f_{cd}$	$1000 \cdot \epsilon_d$	$1000 \cdot \epsilon_{du}$	n
50	1,50	33,33	28,33	2,00	3,50	2,00
60	1,53	39,20	33,32	2,05	3,30	1,92
70	1,56	44,80	38,08	2,10	3,10	1,84
80	1,60	50,13	42,61	2,15	2,90	1,76
90	1,63	55,20	46,92	2,20	2,70	1,68
100	1,66	60,00	51,00	2,25	2,50	1,60

La deformazione diminuisce ovvero all'aumentare della resistenza il calcestruzzo è sempre meno duttile passando da 0,0035 a 0,0025

Il coefficiente di sicurezza parziale

$$\gamma_c = 1,5 / (1,1 - f_{ck} / 500)$$

ed è pari ad 1,5 per $R_{ck} = 500 \text{ daN/cm}^2$ ed 1,11 per $R_{ck} = 1000 \text{ daN/cm}^2$

Il modulo elastico a compressione secante è fornito dalle seguenti formule:

$$E_c = 175 \cdot f_c + 21735 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E_c = 2782 \cdot \sqrt{f_c} + 10958 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E_c = 8261 \cdot f_c^{1/3} + 132 \quad \text{N/mm}^2$$

il modulo all'origine

$$E_c = 9500 \cdot f_c^{1/3} \quad \text{N/mm}^2 \quad E_c = 11000 \cdot f_c^{0,3} \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico all'origine						
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	50	60	70	80	90	100
$E_c \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	37,2	39,0	40,6	42,1	43,5	44,8

si passa dal valore 372000 daN/cm² per $r_{ck} = 500 \text{ daN/cm}^2$ al valore 448000 daN/cm² per $r_{ck} = 1000 \text{ daN/cm}^2$

La resistenza a trazione $f_{ctm} = 0,32 \cdot f_{cm}^{0,6}$

i frattili inferiori e superiori al 5% ed al 95% sono da assumersi $0,68 \cdot f_{ctm}$ e $1,32 \cdot f_{ctm}$

Resistenza a trazione diretta (N/mm ²)						
f_{ck}	50	60	70	80	90	100
f_{ctm}	3,66	4,02	4,37	4,70	5,01	5,31
$f_{ctk,min}$	2,49	2,73	2,97	3,20	3,41	3,61
$f_{ctk,max}$	4,83	5,31	5,77	6,20	6,61	7,00

3- Sistemi di lavorazione

I sistemi di lavorazione per la produzione e utilizzazione dei prefabbricati riguardano:

- fabbricazione
- finitura
- trasporto e deposito a piè d'opera
- montaggio e finitura in opera

La fabbricazione può avvenire secondo diverse categorie:

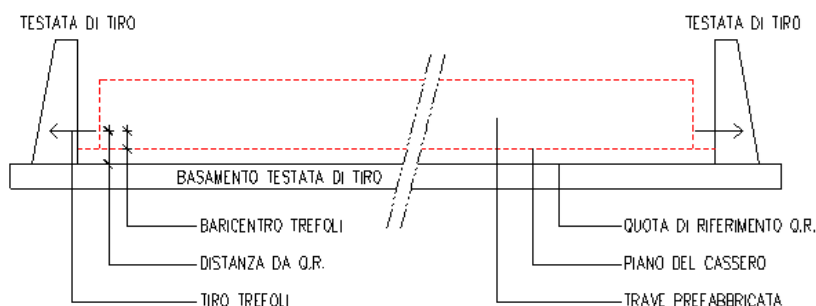
- fabbricazione stazionaria
- fabbricazione continua
- fabbricazione su pista di tensione
- fabbricazione con finitrice o vibrofinitrice mobile.

La fabbricazione stazionaria di elementi strutturali prefabbricati viene eseguita utilizzando casseri o forme fisse con la possibilità di modellare qualsiasi forma di calcestruzzo ; una singola forma può essere utilizzata ripetutamente a condizione che abbia i seguenti requisiti :

- indeformabilità e rigidezza
- semplicità di impiego
- aderenza ridotta con il cls.

La fabbricazione continua anche su nastro è molto vantaggiosa per uno stabilimento industriale quando il numero degli oggetti prefabbricati è elevato > 2000 per anno e quando hanno dimensioni tali da rendere agevole il trasporto su nastro.

La fabbricazione su pista di tensione viene utilizzata per travi precomprese a cavi aderenti e rende possibile la produzione di travi di qualsiasi dimensione per cui le piste devono avere lunghezza adeguata; con questa tecnica vengono fabbricate travi di medie e grandi dimensioni utilizzate nei capannoni industriali come tegoli travi portanti ect La prefabbricazione di travi viene eseguita tesando i cavi lungo il banco e bloccandolo agli estremi su due testate terminali molto rigide



ancorate su una fondazione anch'essa deformabile. Quando il conglomerato ha rag-

giunto la resistenza richiesta per la precompressione generalmente in seguito a maturazione a vapore si allentano gli ancoraggi ed il trasferimento della precompressione deve avvenire con una certa gradualità attraverso un martinetto .

La fabbricazione con vibrofinitrice mobile viene utilizzata per la costruzione di elementi strutturali di grandi dimensione come tegoli di copertura, volte, shed mediante casseforme mobili che scorrono su una matrice fissa effettuando sia il betonaggio che la vibrazione del calcestruzzo.



-Mezzi di sollevamento e trasporto degli elementi prefabbricati

Le principali limitazioni per il trasporto degli elementi prefabbricati sono oggi quelle imposte dalle norme e dagli ingombri ammissibili che regolano il traffico sulle reti stradali e ferroviarie . Le lunghezze massime trasportabile si aggirano infatti sui 30 m mentre le altre dimensioni possono raggiungere 2,50 m in larghezza e circa 3,50 ÷ 4,00 m in altezza in relazione quest'ultima all'altezza del mezzo di trasporto. Il trasporto ferroviario può essere utilizzato per distanze maggiori con carrelli e treno locomotore; rientrano nei trasporti eccezionali.



Il sollevamento degli elementi prefabbricati può avvenire con tutti i tipi di gru esistenti come la gru a torre montata su rotaie utilizzata nei normali cantieri edili.

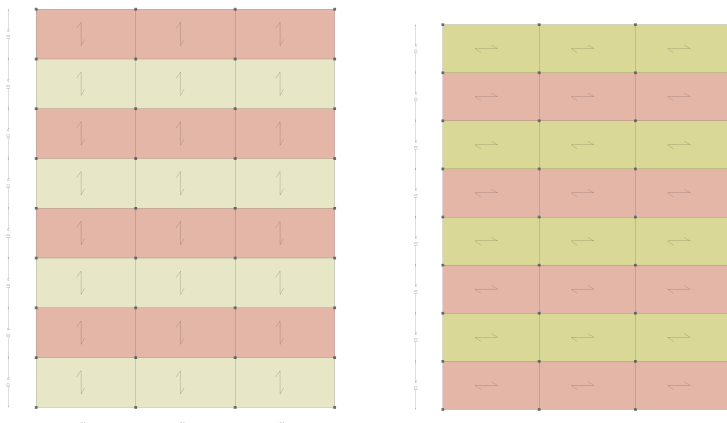
4-Tipologie di capannoni

Le tipologie di capannoni industriali prefabbricati più comuni sono :

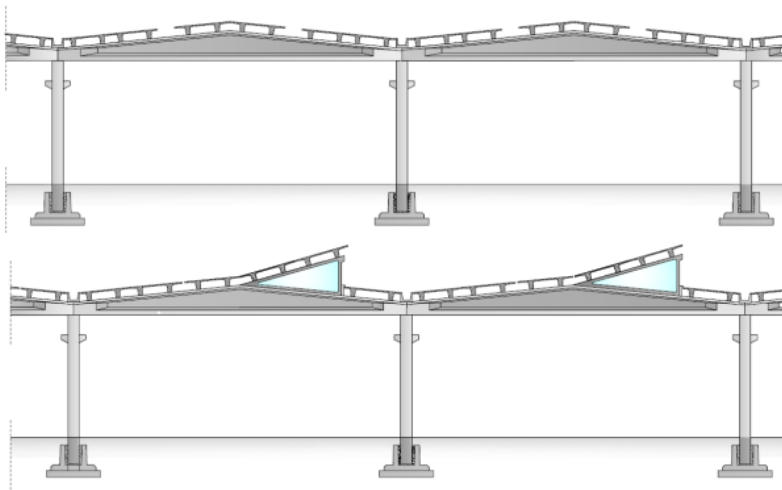
- Trave portante a profilo variabile o capriata trasversale e tegoli longitudinali
- Travi portanti longitudinali e tegolo trasversale inclinato
- Copertura shed
- Capannoni multipiano

I capannoni a due piani hanno sempre una struttura intelaiata con sistema di travi e pilastri pannelli di solaio e tegoli; si possono aver tipologie alternative con volte di copertura prefabbricate. La forma del capannone industriale è quasi sempre rettangolare rispetta criteri di simmetria strutturale ovviamente spetta alla creatività architettonica del progettista tenendo presente le limitazioni imposte dalla prefabbricazione ricavare delle forme differenti.

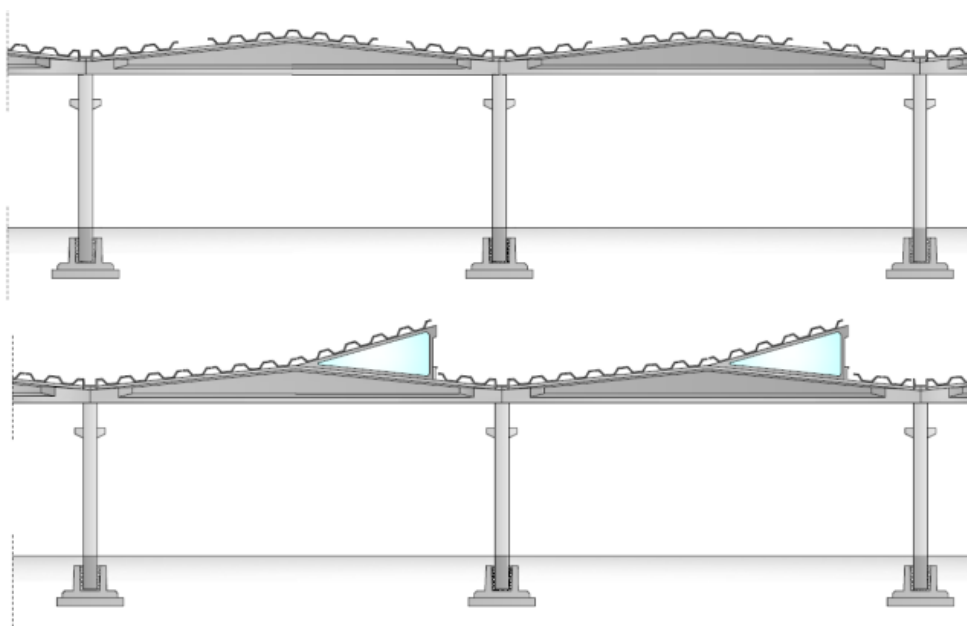
Per quanto concerne le carpenteria per le prime due tipologie si hanno differenti orditure dei tegoli con travi principali portanti inclinate e tegolo orizzontale , trave longitudinale portante e tegolo inclinato



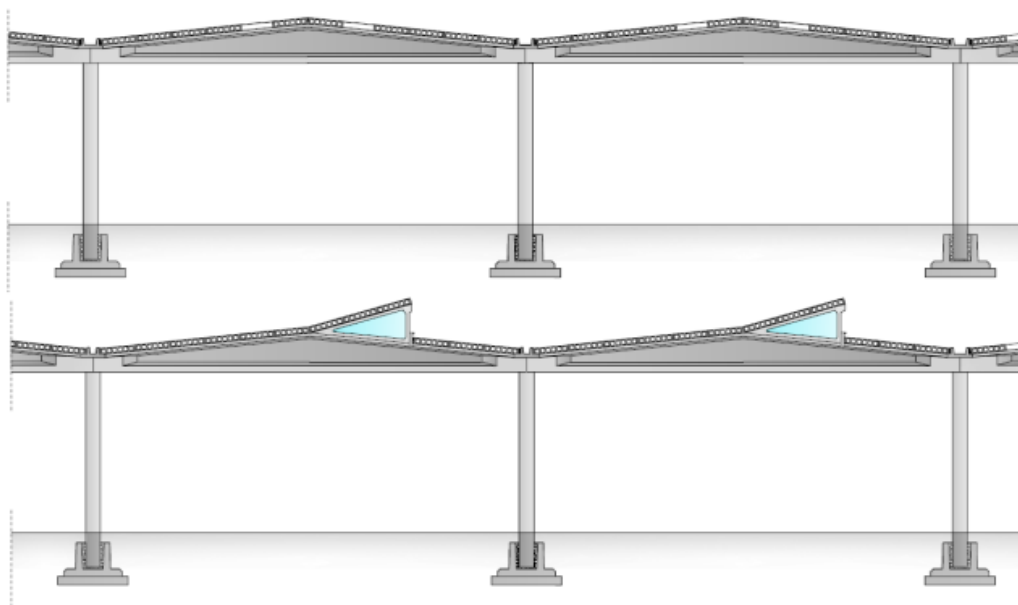
La prima tipologia è realizzata con trave precompressa a profilo variabile luce compresa tra 15 ÷ 35 m tegolo a pi greco orizzontale tra i quali viene inserita una coppella orizzontale come riportato in figura.



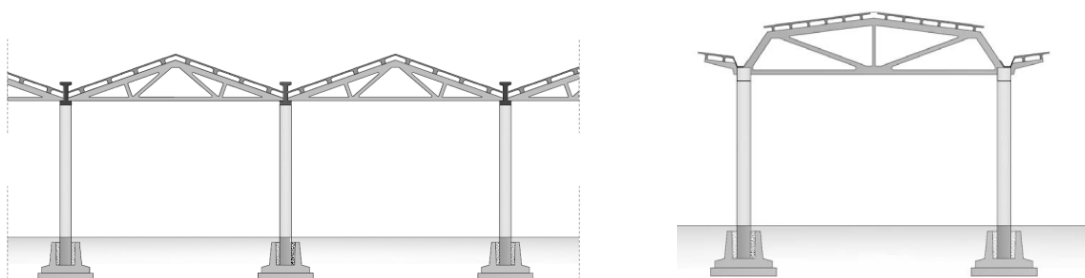
In alternativa al tegolo si possono utilizzare voltine , Shed ,



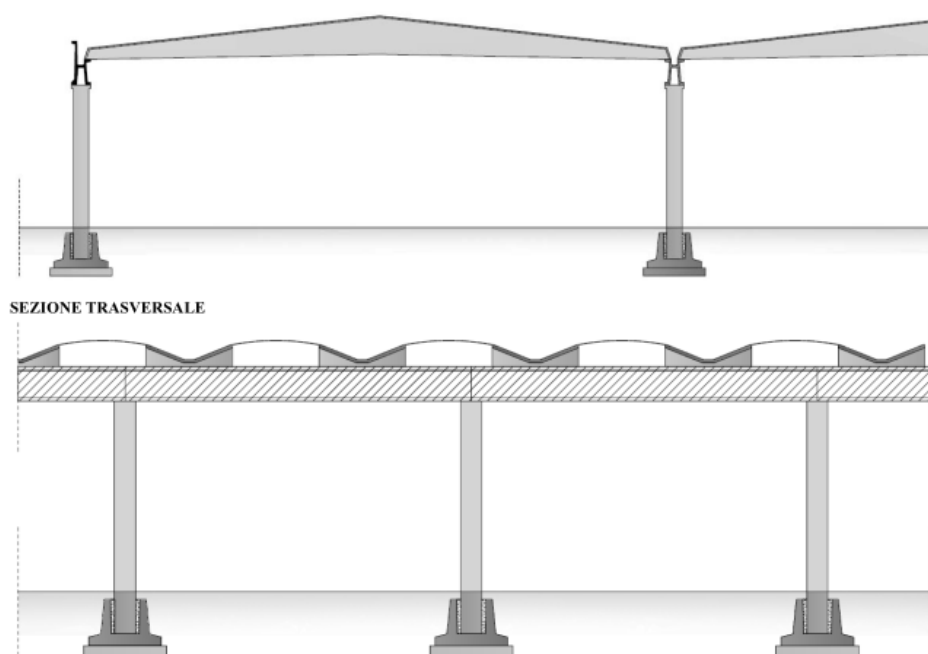
pannelli di solaio alveolare



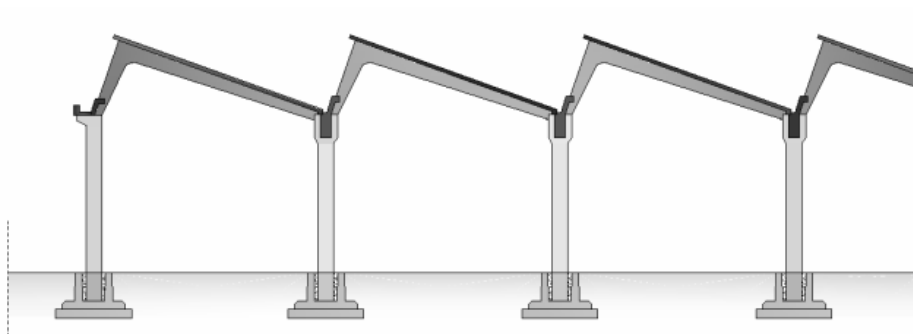
Per luci di circa 30-40 m si può utilizzare in alternativa alla trave precompressa a profilo variabile una capriata prefabbricata con corrente inferiore precompresso.



La seconda tipologia è con travi longitudinali portanti con copertura piana, sulle quali possono essere inseriti tegoli a profilo variabile intercalati da coppelle.

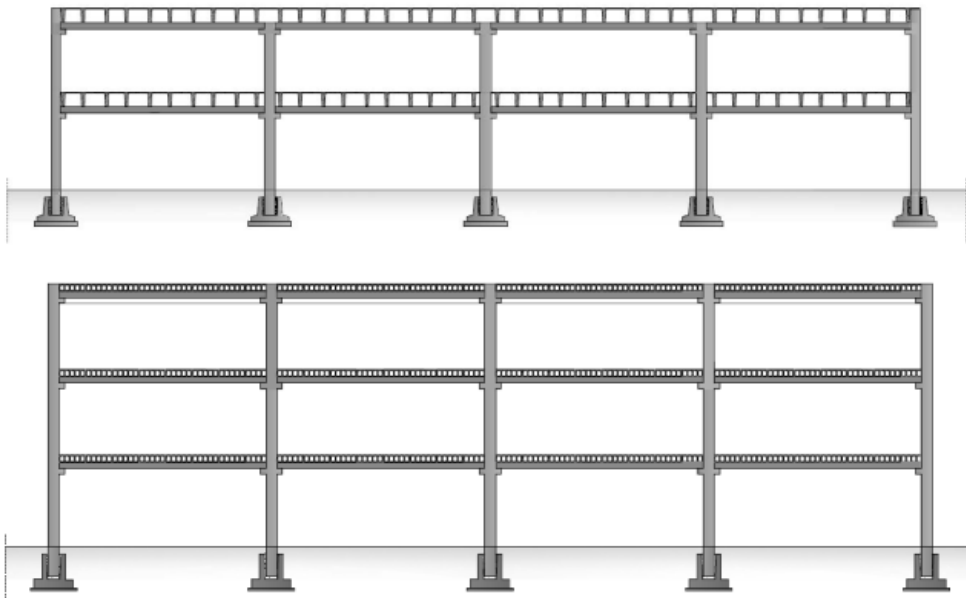


Per la tipologia a Shed

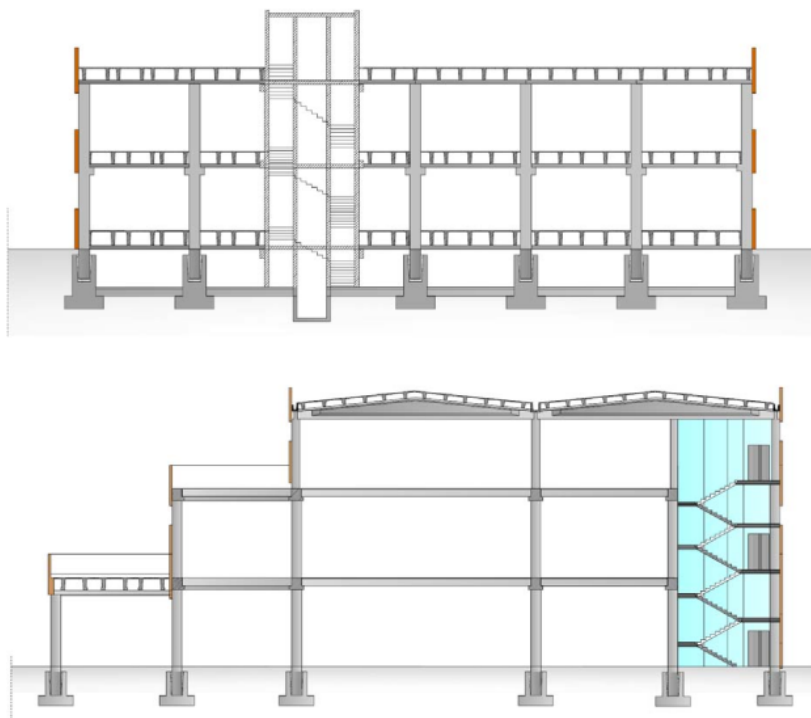


Per capannoni multipiano si hanno tipologie costruttive, di norma con pilastri monolitici, consentono di realizzare più piani intermedi oltre l'orizzontamento di copertura che può essere realizzato con uno qualunque dei sistemi costruttivi precedentemente descritti. È anche possibile comporre corpi di altezza diversa, sfalsare in quota gli orizzontamenti, disporre griglie strutturali adiacenti di diversa dimensione o con orientamenti ortogonali. La solidarizzazione strutturale, ottenuta sia dai vincoli meccanici delle travi ai pilastri che dai getti integrativi degli impalcati, rende i sistemi strutturali idonei per l'impiego in zona sismica. I sistemi costruttivi pluripiano, risultano idonei alla realizzazione di edifici, anche strutturalmente complessi, con destinazioni d'uso diversificate quali centri polifunzionali, commerciali, magazzini automatizzati, laboratori ed attività del terziario avanzato. I sistemi strutturali, suddivisi in relazione alla tipologia di solaio impiegata, comprendono strutture pluripiano principalmente con tegoli nervati e con solai alveolari.

Capannone multipiano con pilastri a mensola



Capannone multipiano con pareti prefabbricate di controvento



Per gli edifici zootecnici quali stalle ed ovili si utilizza di solito la tipologia monopiano con pilastri di modesta altezza non maggiore di 3 m , travi trasversali a profilo variabile e solaio alveolare ; la larghezza usuale di una stalla per bovini , con corsia centrale di foraggiamento , a doppia posta e corsia di servizio è circa 15 m con lunghezze di circa 40-50 m funzione del numero di capi di bestiame; la modesta altezza è importante per la riduzione dell'impatto ambientale .

5- Gli elementi strutturali

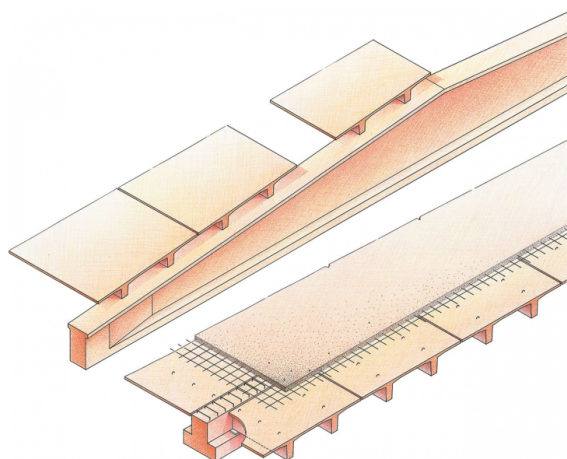
Gli elementi strutturali di un capannone prefabbricato sono :

- Tegolo di copertura
- Trave c.a.p. portante
- Trave di cornice
- Pannello tamponatura

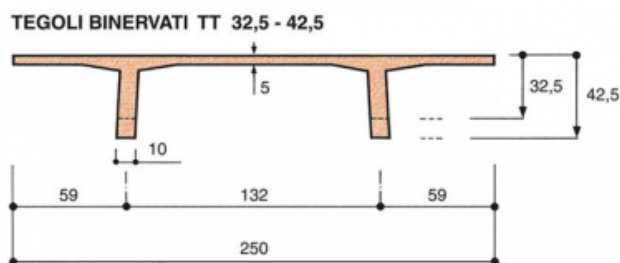
Le aziende e industrie di prefabbricati dispongono di cataloghi dove sono riportate forma e dimensione dei singoli elementi strutturali in funzione della luce di calcolo.

-Tegolo di copertura

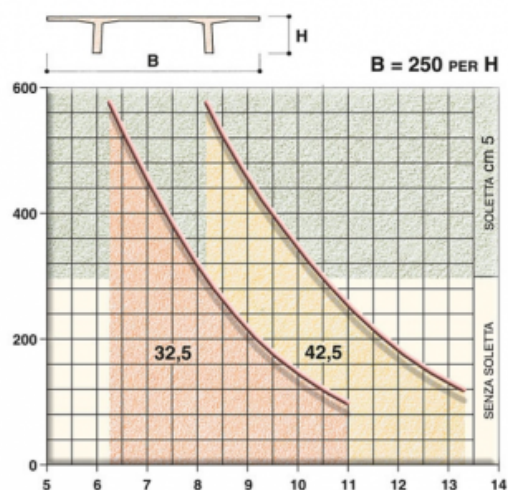
Il tegolo di copertura tipico per un capannone industriale è a pi greco , con sezione costante adatto per coperture piane o poggiato su travi portanti a profilo variabile che danno alla copertura la necessaria pendenza; sono tegoli precompressi che hanno differenti dimensioni della sezione e larghezza standard di 250 cm



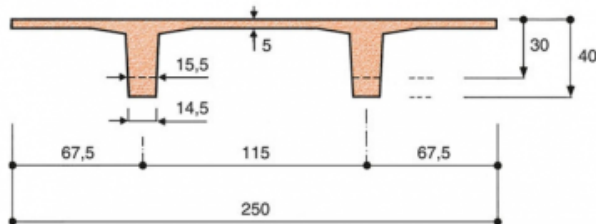
Si riportano i diagrammi delle portanze ovvero carico Q a ml per le differenti tipologie di tegolo



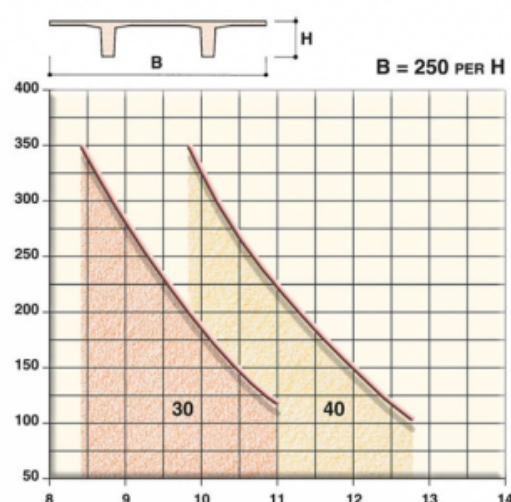
ALTEZZA H cm	PESO PROPRIO daN/m ²
32,5	190
32,5 + 5	315
42,5	210
42,5 + 5	335



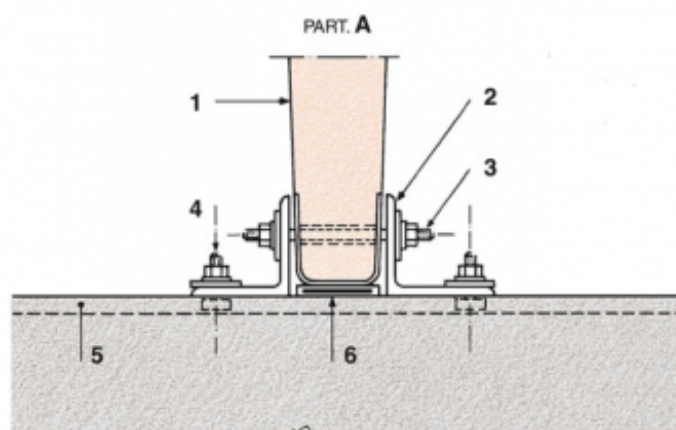
TEGOLI BINERVATI TTR 30 - 40



ALTEZZA H cm	PESO PROPRIO daN/m ²
30	220
30 + 5	345
30 + 10	470
40	250
40 + 5	375
40 + 10	500

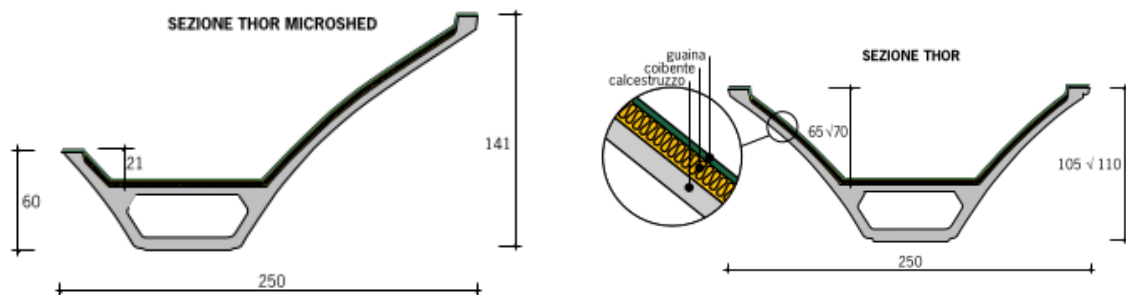


Il collegamento in zona sismica del tegolo alla trave è metallico come riportato in figura, sollecitato da forze orizzontali conseguenti alla azione sismica sull'impalcato.



- 1 - NERVATURA DEL TEGOLO
- 2 - ANGOLARE
- 3 - PERNO FILETTATO
- 4 - PIASTRINA CON SPINOTTO FILETTATO
- 5 - PROFILO A C
- 6 - PIASTRA IN NEOPRENE

Altra tipologia di tegolo è il tegolo Thor e Thor microshed costituiscono l'elemento caratterizzante del sistema costruttivo per le innovative qualità statiche, funzionali ed estetiche. La particolare geometria sezionale dei tegoli, la cui forma a V molto aperta è irrigidita da una soletta di collegamento delle ali simmetriche od asimmetriche, conferisce alla struttura le elevate prestazioni e l'efficienza proprie delle sezioni scatolari. L'estradosso del tegolo risulta perfettamente conformato a canale per la raccolta e lo smaltimento delle acque piovane, la parte scatolare inferiore è utilizzabile quale vano per il passaggio e l'alloggiamento di impianti tecnologici. L'appoggio alle estremità è realizzato dalla sola parte superiore dei tegoli consentendo di ridurre sensibilmente l'ingombro strutturale e, sormontandone i bordi, di scaricare le acque nel canale di raccolta della trave primaria.



La maglia di carpenteria massima di impiego è 30 m (tegolo) x 15 m (trave), l'interasse fra i singoli tegoli può arrivare fino a 5,50 m; le travi portanti in c.a.p. sono a doppio T e longitudinali.

Tegolo Thor®

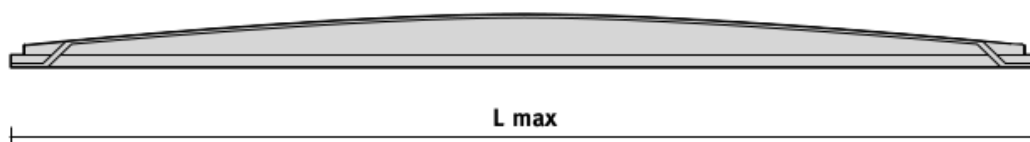
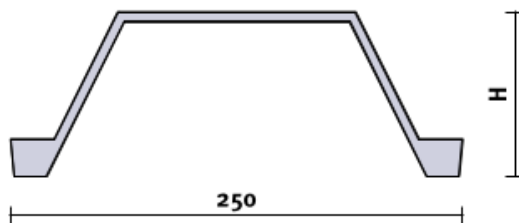
altezza delle travi principali in funzione del sovraccarico utile ed alla disposizione dei tegoli

lunghezza tegoli L m	luce travi l m	sovraccarico utile (kN/m²)			
		1,50			
		MICROSHEDED	THOR		THOR
			lucernari o cupolini ciechi interasse tegoli (i=m)		lastrine in cls
		2,50-2,70	3,50	5,00	5,00
<15,78	9,00	100/90	100/90	100/90	100/90
	12,00	120/110	120/110	100/110	120/110
	15,00	-/150	130/130	120/130	130/130
15,78-17,77	9,00	100/90	100/90	100/90	100/90
	12,00	130/130	120/110	120/110	120/110
	15,00	-/150	130/150	130/130	-/150
17,78-19,77	9,00	100/90	100/90	100/90	100/90
	12,00	-/130	120/130	120/110	120/130
	15,00	-/150	-/150	130/130	-/150
19,78-21,77	9,00	120/110	100/90	100/90	100/90
	12,00	-/130	120/130	120/110	-/130
	15,00	—	-/150	-/150	-/150
21,78-23,77	9,00		100/90	100/90	120/110
	12,00		-/130	120/130	-/130
	15,00		-/150	-/150	—
23,78-25,77	9,00		120/110		120/110
	12,00		-/130		-/130

nella tabella è indicata la doppia possibilità d'impiego: Trave H/Trave H IMAGO

Altra tipologia di tegolo sempre per travi portanti longitudinali è quella a profilo variabile

Tipologia	H cm	L max cm
90	90	2600
120	120	3400



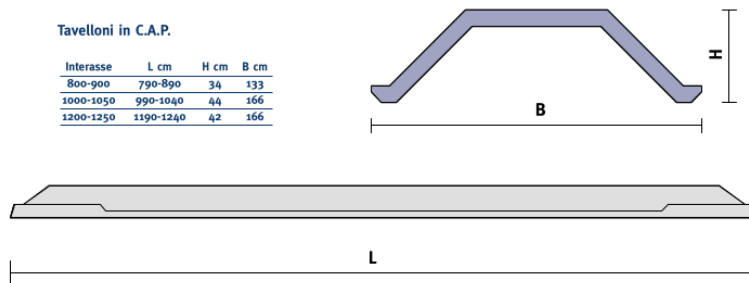
Il tavellone CAV per travi c.a.p. trasversali a profilo variabile :

Tavelloni in C.A.V.

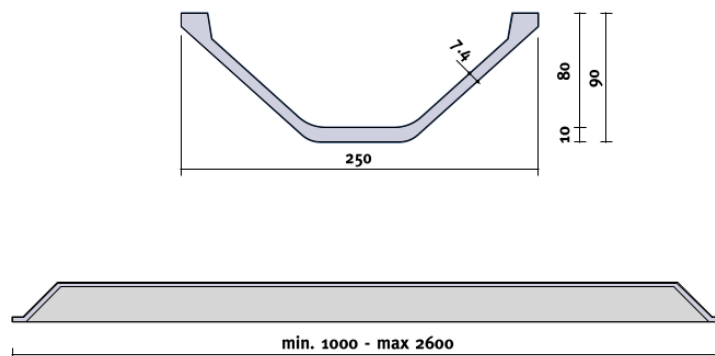
Interasse	L cm	H cm	B cm
500	484	26	100
600-650	586-640	28	100
700-750	690-740	28	100

Tavelloni in C.A.P.

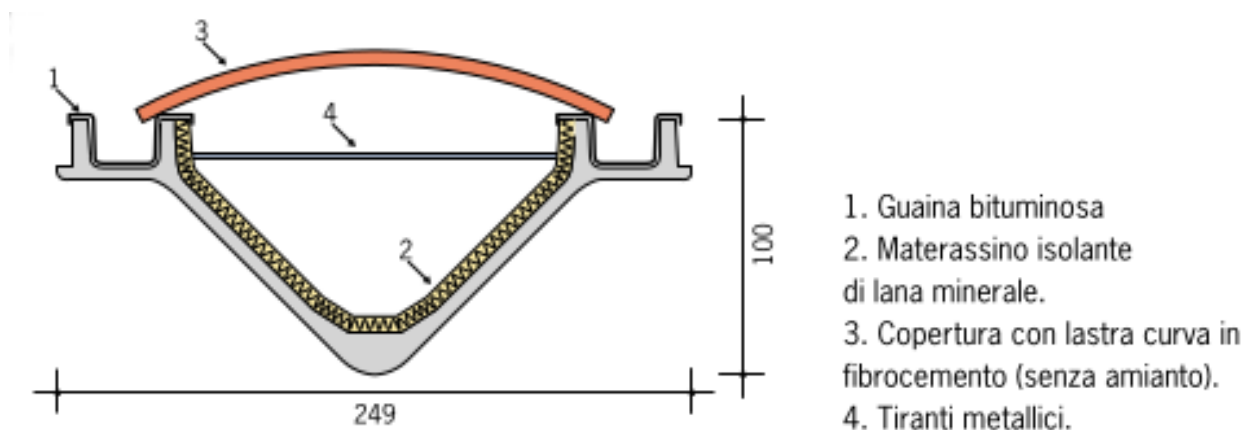
Interasse	L cm	H cm	B cm
800-900	790-890	34	133
1000-1050	990-1040	44	166
1200-1250	1190-1240	42	166



Tegolo Macroshed



*Il tegolo **IMAGO** a profilo alare di sezione costante con forma a "V", provvisto di due canali superiori destinati alla raccolta ed espluvio delle acque meteoriche collegati da tiranti metallici in modo da minimizzare le sollecitazioni flessionali trasversali. Le testate dei tegoli sono conformate in modo da realizzare appoggi a sella, contenendo l'altezza strutturale e, sormontandone i bordi, di scaricare le acque nel canale di raccolta della trave primaria.*



Campi d'impiego dei tegoli Imago: soluzione base con solai in cls

interasse tegoli (m)	elemento interposto	peso della copertura (kN/mq)			luce di calcolo max tegoli (m)			
		peso proprio	permanente	totale	carico variabile (neve) (kN/mq)			
					0,92	1,28	1,60	1,90
5,50	solaio piano	1,95	0,15	2,10	27,50	25,00	23,30	21,40
	L=3,00m shed	2,00	0,25	2,25	26,00	24,00	22,60	21,00
5,00	solaio piano	2,00	0,15	2,15	28,50	25,90	24,60	23,10
	L=2,50m shed	2,05	0,25	2,30	27,80	25,40	24,20	22,80

Peso proprio tegoli: 7,30 kN/m

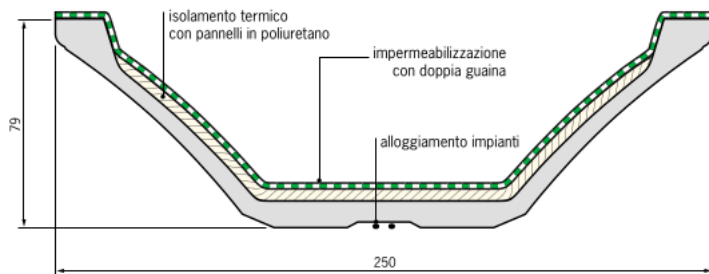
Peso proprio solaio piano: $2,50 \times 2,45 = 6,65$ kN/cad; $3,00 \times 2,45 = 7,80$ kN/cad

Peso proprio solaio a shed: $2,50 \times 2,45 = 7,18$ kN/cad; $3,00 \times 2,45 = 8,33$ kN/cad

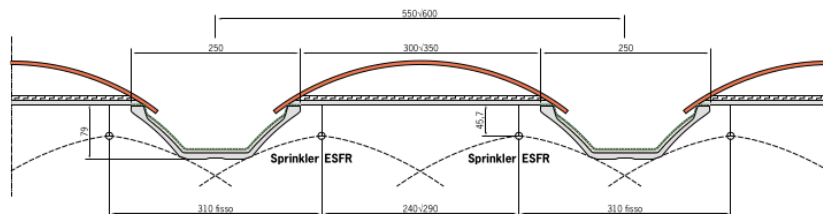
Resistenza al fuoco tegoli secondo UNI 9502: R 120

Per impiego in ambiente aggressivo le luci di calcolo andranno ridotte di circa 2,50 m

Il Sistema Magus è stato studiato e realizzato per rispondere in modo adeguato alle esigenze di interventi industriali modulati su maglie di dimensioni medio-alte (esempio 15x20 m); con tali maglie è possibile spesso ottimizzare i costi strutturali soddisfacendo in modo adeguato alle esigenze funzionali richieste. Il sistema è caratterizzato da tegoli in calcestruzzo a sezione filante-aperta di larghezza 250 cm e altezza 80 cm, con lunghezza variabile fino a ad un massimo di 23 m circa.



Copertura con tegoli e sistema Magus



Il dimensionamento del tegolo MAGUS

Campi d'impiego dei tegoli Magus: soluzione con lastre in cls

interasse tegoli (m)	elemento interposto	peso della copertura (kN/mq)			luce di calcolo max tegoli (m)			
		peso proprio	permanente	totale	carico variabile (neve) (kN/mq)			
					0,92	1,28	1,60	1,90
5,50	solaio piano	1,85	0,15	2,00	21,50	20,30	19,30	18,60
	L=3,00m shed	1,90	0,25	2,15	21,00	19,80	19,00	18,20
5,00	solaio piano	1,90	0,15	2,05	22,40	21,10	20,20	19,40
	L=2,50m shed	1,95	0,25	2,20	21,80	20,60	19,80	19,00

soluzione con interposti leggeri (lucernari o lamiera)

interasse tegoli (m)	elemento interposto	peso della copertura (kN/mq)			luce di calcolo max tegoli (m)			
		peso proprio	permanente	totale	carico variabile (neve) (kN/mq)			
					0,92	1,28	1,60	1,90
7,50	interposto L=5,00m	0,90	0,20	1,10	22,80	21,30	-	-
7,00	interposto L=4,50m	0,95	0,20	1,15	22,80	21,90	20,50	-
6,50	interposto L=4,00m	1,00	0,20	1,20	22,80	22,40	21,10	20,10
6,00	interposto L=3,50m	1,10	0,20	1,30	22,80	22,80	21,60	20,60
5,50	interposto L=3,00m	1,20	0,15	1,35	22,80	22,80	22,40	21,30
5,00	interposto L=2,50m	1,30	0,15	1,45	22,80	22,80	22,80	22,00
4,50	interposto L=2,00m	1,45	0,15	1,60	22,80	22,80	22,80	22,70
4,00	interposto L=1,50m	1,65	0,15	1,80	22,80	22,80	22,80	22,80
3,50	interposto L=1,00m	1,90	0,10	2,00	22,80	22,80	22,80	22,80
3,00	interposto L=0,50m	2,20	0,10	2,30	22,80	22,80	22,80	22,80
2,50	tegoli accostati	2,65	0,10	2,75	22,80	22,80	22,80	22,80

Peso proprio tegoli: 6,60 kN/m

Peso proprio lastre piano: $2,50 \times 2,45 = 7,35$ kN/cad; $3,00 \times 2,45 = 8,60$ kN/cad

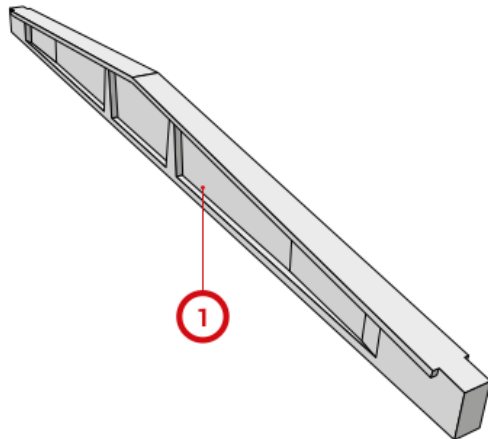
Peso proprio lastre shed: $2,50 \times 2,45 = 8,03$ kN/cad; $3,00 \times 2,45 = 9,30$ kN/cad

Resistenza al fuoco tegoli secondo UNI 9502: R 120

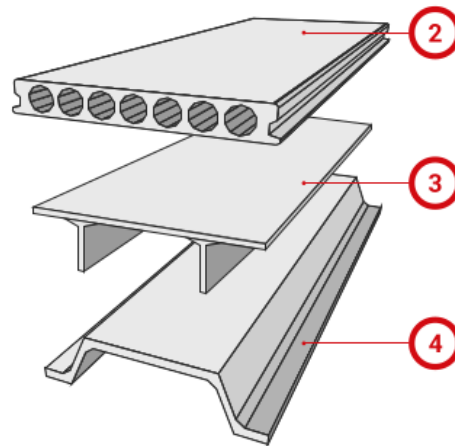
-Trave c.a.p. portante a profilo variabile e trasversale

Travi Capav Travi precomprese ad altezza variabile con sezione ad "I" e falde inclinate del 10% per favorire lo smaltimento delle acque meteoriche. Sono realizzate in 5 tipologie, in funzione delle lunghezze e dei sovraccarichi, individuate da una sigla e dal tipo di armatura. La luce massima raggiungibile è pari a 41m.

Trave Capav



Solai di copertura Capav



Trave

Solai

1 Trave Capav

2 Neocem

3 Tegolo TT

4 Neocap

Il dimensionamento della trave in funzione dell'interasse tra i pilastri

Coperture con Capav+Neocap

maglia strutturale		sovraccarico utile P+V KN/m ²		
trave	solaio	1,20	1,50	1,80
m	m	Tipologia trave		
12,00	x10,00	B3/ A3	B3/ A3	B3/ A3
	x12,00	B3/ A3	B3/ A3	-
14,40	x10,00	B5/ A1	B5/ A1	B5/ A1
	x12,00	B5/ A1	B5/ A1	-
16,80	x10,00	B5/ A1	B5/ A1	B5/ A2
	x12,00	B5/ A2	B5/ A2	-
19,20	x10,00	B5/ A2	B5/ A2	B8/ A1
	x12,00	B8/ A1	B8/ A1	-
21,60	x10,00	B8/ A1	B8/ A1	B8/ A2
	x12,00	B8/ A2	B9/ A1	-
24,00	x10,00	B8/ A2	B9/ A1	B9/ A2
	x12,00	B9/ A2	B9R/ A2	-
26,40	x10,00	B9/ A1	B9/ A2	B9R/ A2
	x12,00	B9R/ A2	B12/ A1	-
28,80	x10,00	B9R/ A2	B9R/ A2	B12/ A1
	x12,00	B12/ A1	B12/ A1	-
31,20	x10,00	B12/ A1	B12/ A1	B12/ A2
	x12,00	B12/ A2	B12/ A2	-
33,60	x10,00	B12/ A1	B12/ A2	B12/ A2
	x12,00	B12/ A2	-	-
36,00	x10,00	B12/ A2	-	-

☐ copertura con lucernario zenitale max 1,20m ☐ copertura senza lucernario

Coperture con Capav+Neoplan

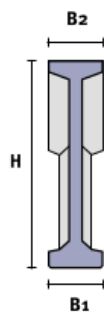
maglia strutturale		sovraccarico utile P+V KN/m ²		
trave	solaio	1,20	1,50	1,80
m	m	Tipologia trave		
12,00	x10,00	B3/ A3	B3/ A3	B5/ A1
	x12,00	B5/ A1	B5/ A1	-
14,40	x10,00	B5/ A1	B5/ A1	B5/ A1
	x12,00	B5/ A1	B5/ A1	-
16,80	x10,00	B5/ A2	B5/ A2	B5/ A2
	x12,00	B5/ A2	B8/ A1	-
19,20	x10,00	B5/ A2	B8/ A1	B8/ A1
	x12,00	B8/ A2	B8/ A2	-
21,60	x10,00	B8/ A2	B8/ A2	B9/ A2
	x12,00	B9/ A2	B9/ A2	-
24,00	x10,00	B9/ A2	B9/ A2	B9R/ A2
	x12,00	B9R/ A2	B12/ A1	-
26,40	x10,00	B9R/ A2	B9R/ A2	B12/ A1
	x12,00	B12/ A1	B12/ A1	-
28,80	x10,00	B12/ A1	B12/ A1	B12/ A2
	x12,00	B12/ A2	B12/ A2	-
31,20	x10,00	B12/ A2	B12/ A2	B12/ A2
	x12,00	B12/ A2	-	-
33,60	x10,00	B12/ A2	-	-

☐ copertura con lucernario zenitale max 1,20m ☐ copertura senza lucernario

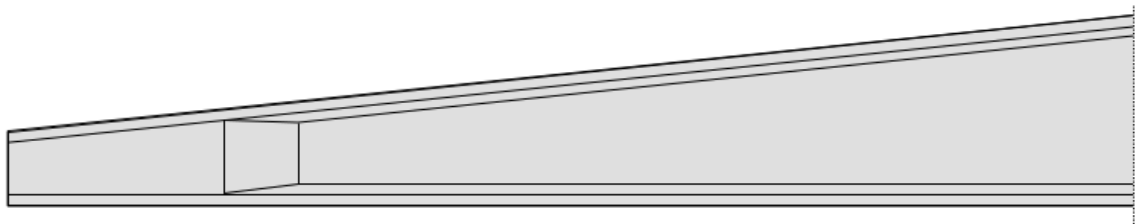
Coperture con Capav+Neocem

maglia strutturale		sovraccarico utile P+V KN/m ²		
trave	solaio	1,20	1,50	1,80
m	m	Tipologia trave		
12,00	x6,00	B3/ A1	B3/ A1	B3/ A1
	x7,50	B3/ A3	B3/ A3	B3/ A3
14,40	x6,00	B3/ A3	B3/ A3	B3/ A3
	x7,50	B5/ A1	B5/ A1	B5/ A1
16,80	x6,00	B3/ A3	B5/ A1	B5/ A1
	x7,50	B5/ A1	B5/ A1	B5/ A2
19,20	x6,00	B5/ A1	B5/ A1	B5/ A1
	x7,50	B5/ A2	B5/ A2	B8/ A1
21,60	x6,00	B5/ A2	B5/ A2	B5/ A2
	x7,50	B8/ A1	B8/ A1	B8/ A2
24,00	x6,00	B5/ A2	B8/ A1	B8/ A1
	x7,50	B8/ A2	B9/ A1	B9/ A2
26,40	x6,00	B8/ A1	B8/ A2	B8/ A2
	x7,50	B9/ A2	B9/ A2	B9R/ A2
28,80	x6,00	B8/ A2	B9/ A1	B9/ A2
	x7,50	B9R/ A2	B9R/ A2	B12/ A1
31,20	x6,00	B9/ A2	B9R/ A2	B9R/ A2
	x7,50	B12/ A1	B12/ A1	B12/ A2
33,60	x6,00	B9R/ A2	B12/ A1	B12/ A1
	x7,50	B12/ A2	B12/ A2	B12/ A2
36,00	x6,00	B12/ A1	B12/ A1	B12/ A2
	x7,50	B12/ A2	-	-
38,40	x6,00	B12/ A1	B12/ A2	B12/ A2

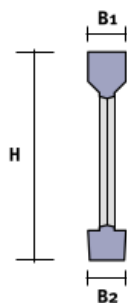
Trave c.a.p. a doppia pendenza luce 10-30 m



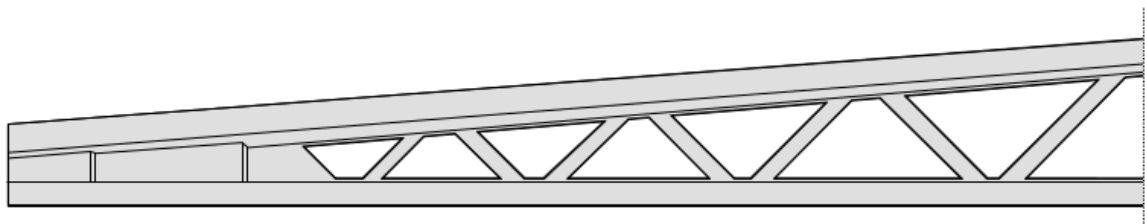
H cm	B1 cm	B2 cm	pendenza	luci ml
120	20	30	12%	9 - 14
144	20	30	12%	12 - 16
160	28	40	12%	14 - 18
166	24	34	12%	15 - 18
172	28	40	12%	15 - 20
190	24	34	12%	17 - 22
192	50	50	12%	16 - 20
216	50	50	12%	24 - 24
232	50	50	10%	22,5 - 27
252	50	50	10%	24,5 - 30



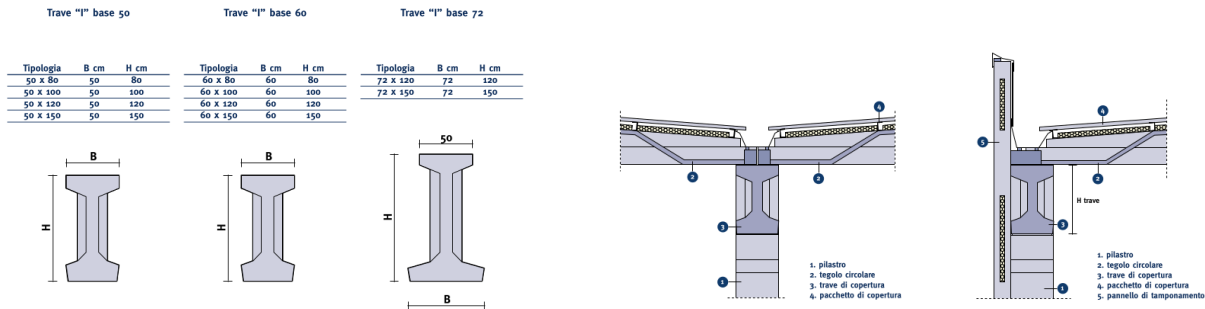
Capriata prefabbricata luce 10-50 m



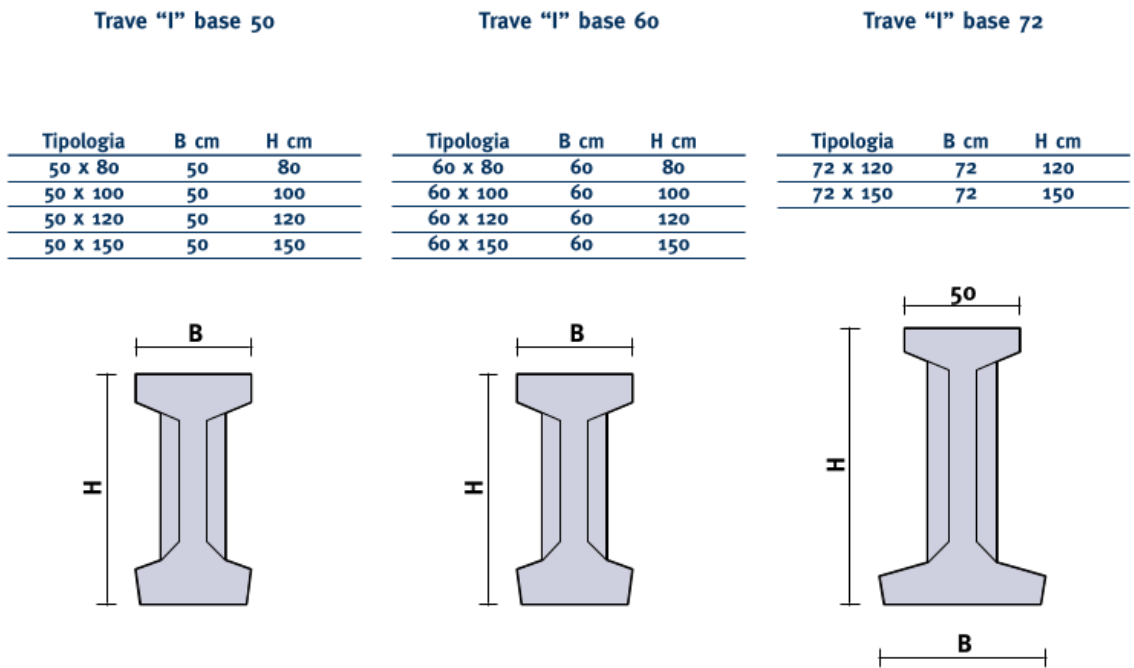
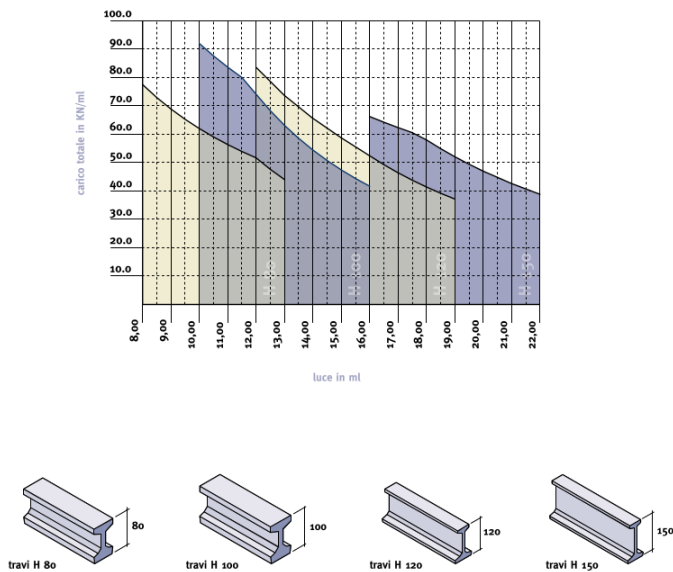
H cm	B1 cm	B2 cm	pendenza	luci ml
120	20	28	15%	8 - 12
150	32	32	12%	10 - 15
	20	28	15%	12 - 16
200	32	32	12%	15 - 20
	20	28	15%	16 - 20
240	20	28	15%	20 - 24
255	28	28	12%	24 - 30
280	50	50	8%	30 - 40
281	32	32	12%	24 - 30
320	50	50	8%	40 - 50



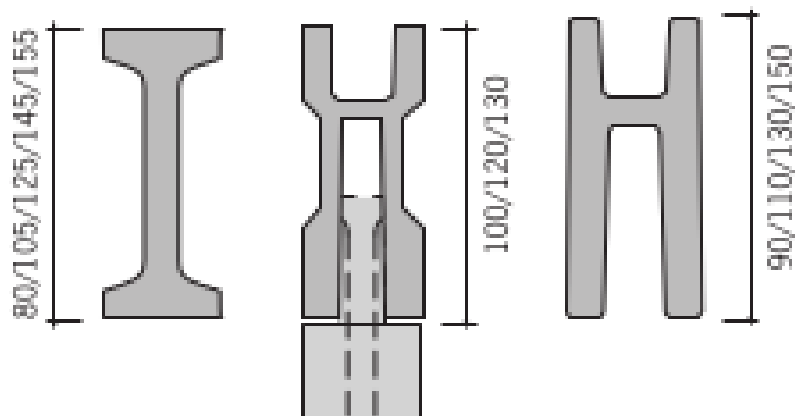
Per orditura con travi in c.a.p longitudinali a doppio T



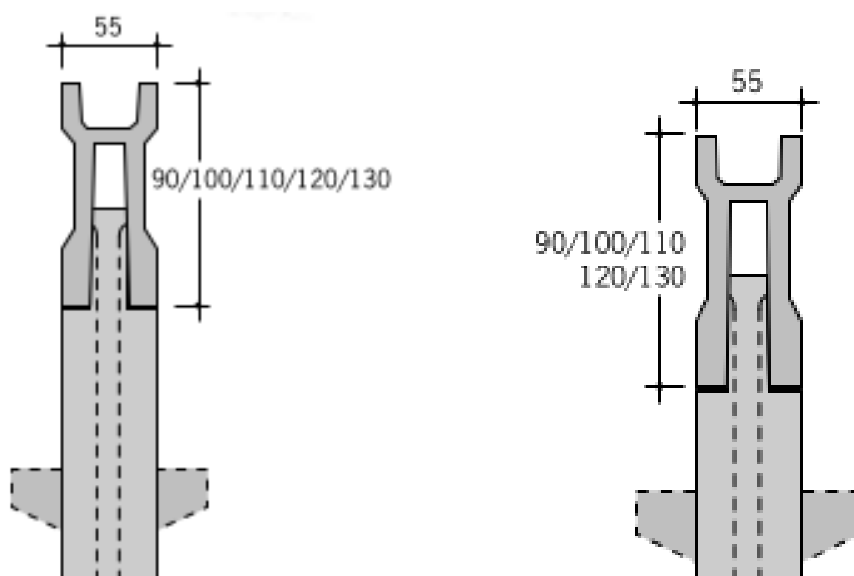
Il dimensionamento con la relativa portanza:



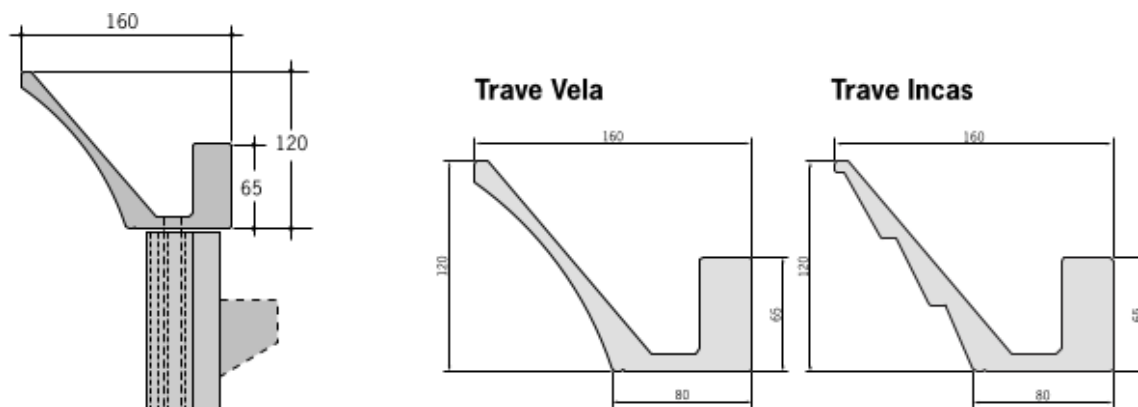
Per il **tegolo Thor** si hanno le seguenti travi portanti longitudinali aventi differenti altezze :



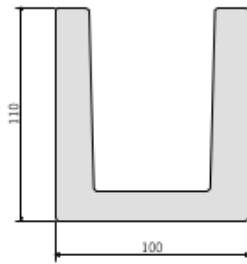
Per tegoli **IMAGO** e **MAGUS**, travi ad H aventi differente altezza



Trave di cornice: elementi architettonici caratterizzanti il coronamento superiore delle facciate, realizzati in due tipologie che si differenziano per il motivo della superficie a vista. Oltre alle funzioni estetiche, tali travi costituiscono l'elemento portante di banchina dei tegoli Magus e convogliano la raccolta delle acque meteoriche.



Trave di gronda: caratterizzata da un ampio invaso per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche su grandi superfici.



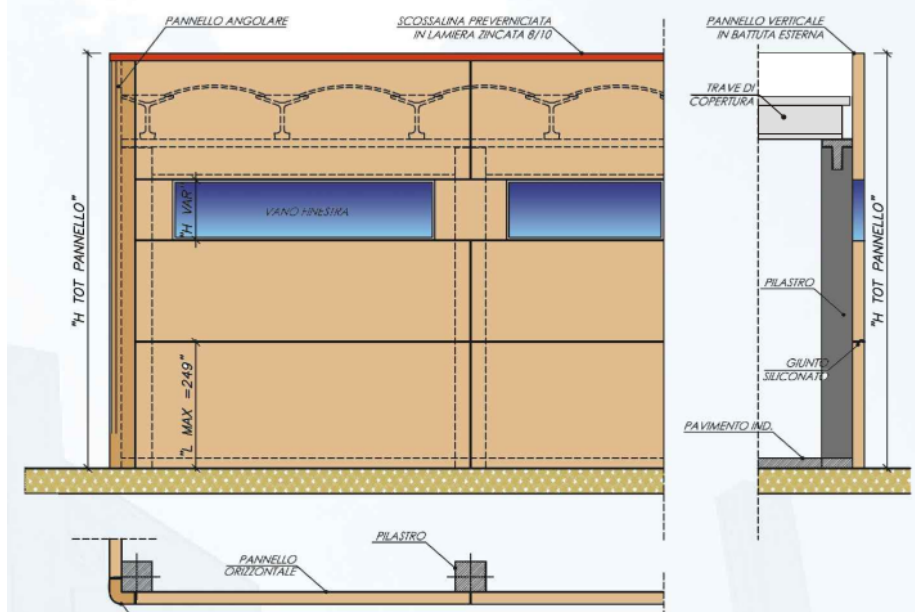
I pannelli di tamponatura possono essere orizzontali collegati ai pilastri o verticali appoggiati alla trave cornice o di gronda e in fondazione. Dal punto di vista statico il pannello sopporta il proprio peso, la azione del vento e sismica e le sollecitazioni in fase di sollevamento e posa in opera. Si differenziano per:

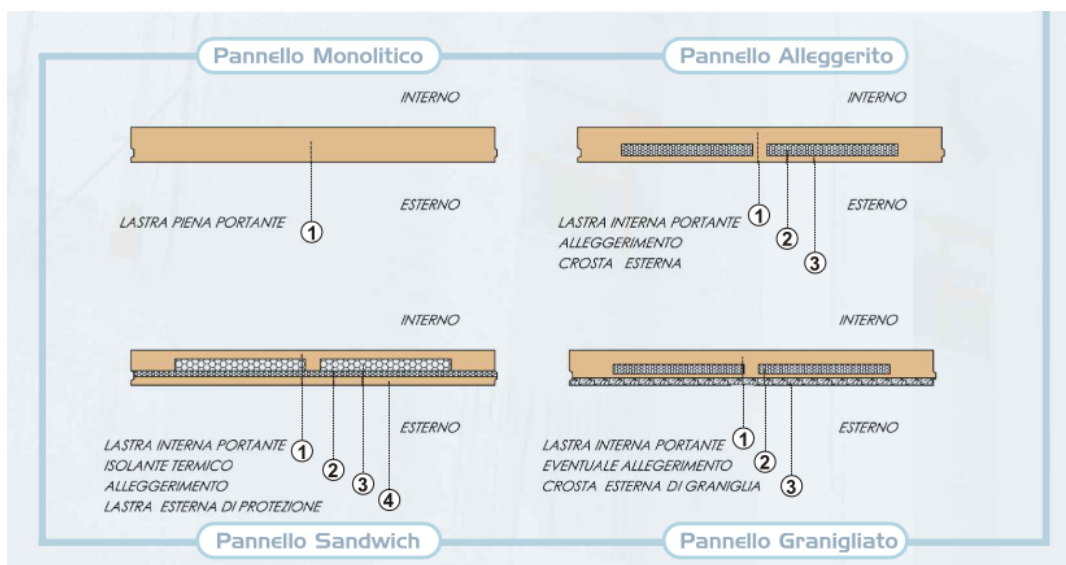
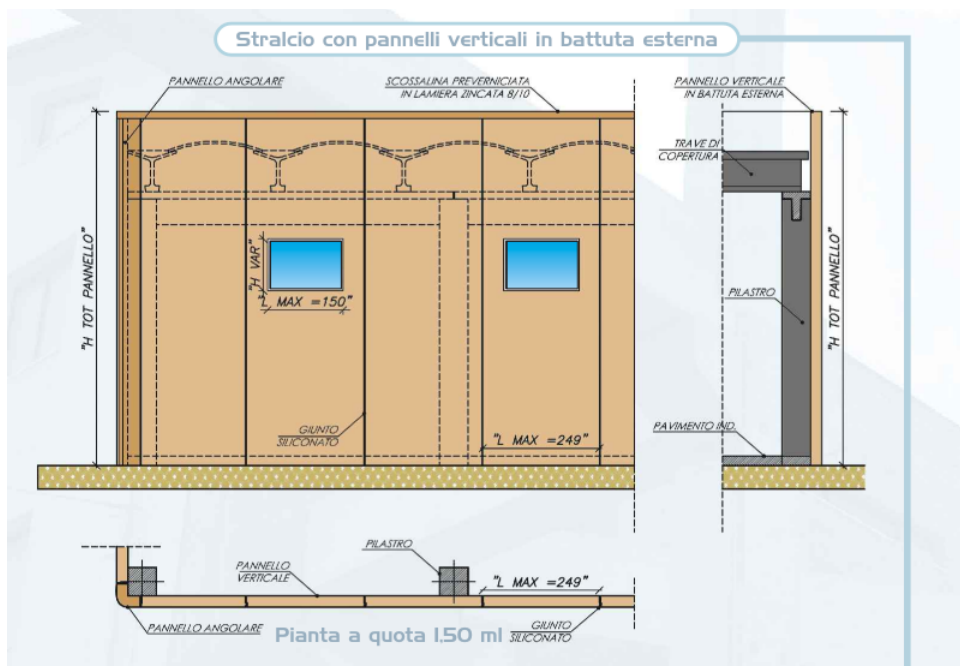
- distribuzione
- finitura
- coibentazione
- spessore

Tabella di utilizzo

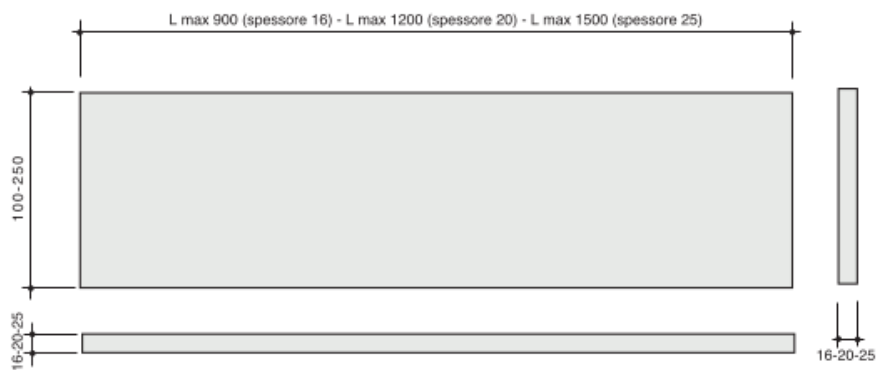
SPESSORE	VERTICALE*	ORIZZONTALE*	GRANIGLIATO*	RES. AL FUOCO**
13	7,50 m	8,50 m	NON REALIZZATO	120
16	10,50 m	11,50 m	7,00 m	120
20	12,50 m	15,00 m	12,00 m	120
24	16,00 m	15,00 m	15,00 m	120

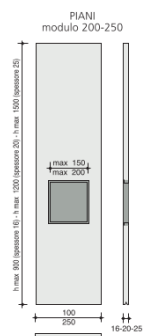
Stralcio con pannelli orizzontali in battuta esterna





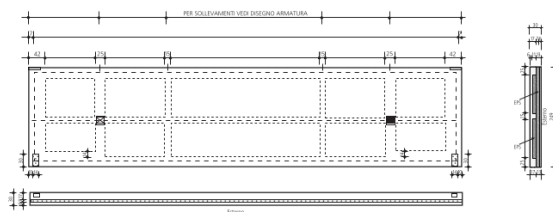
Altra tipologia di pannelli prefabbricati



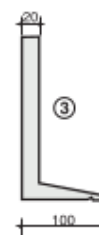
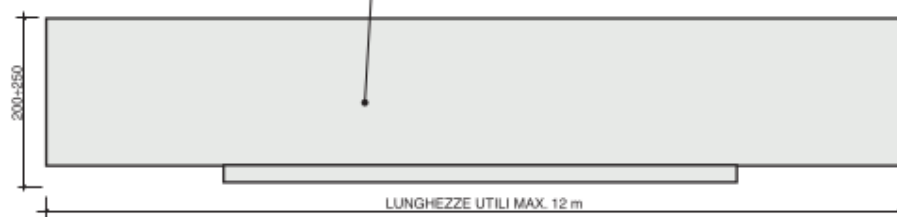
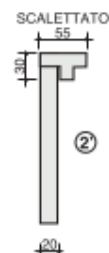
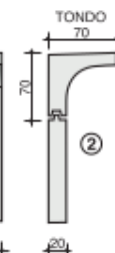
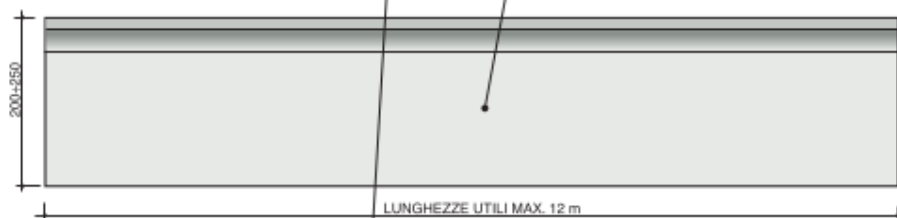
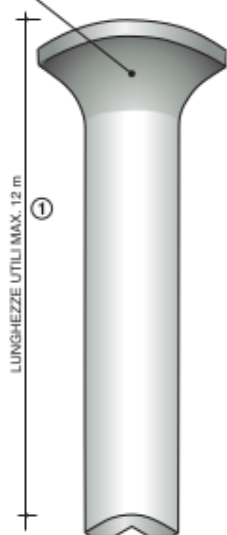
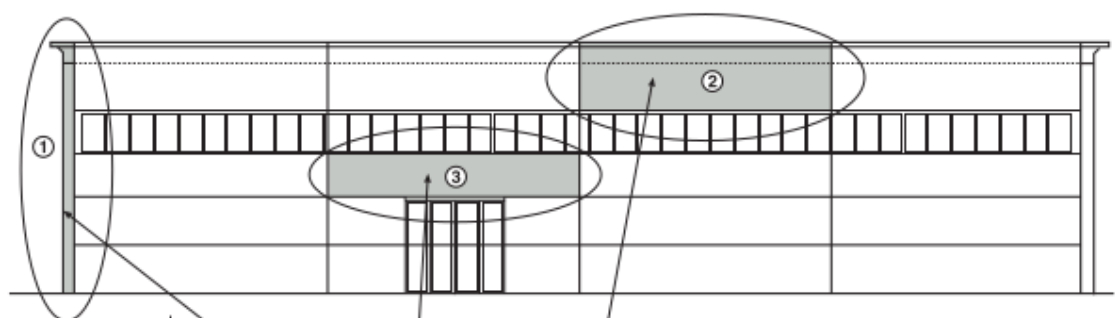


PANNELLI PIANI IN C.A.
Pannello realizzato in calcestruzzo con
interposto strato coibente.
Il rivestimento esterno è costituito da
fondo cassero, ghiaietto tondo lavato o
da grangiole di marmo.
La superficie interna risulta liscia a riga
metallica.

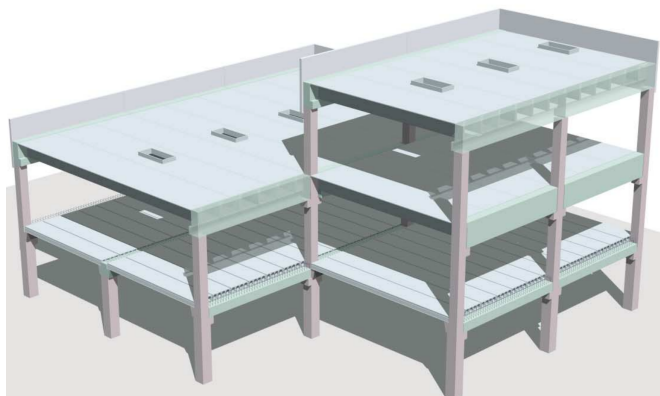
TIPOLOGIE STANDARD		
Spess. cm	Peso proprio	L. max
16	320 kg/mq	m 8
20	350 kg/mq	m 12
25	400 kg/mq	m 15



Sono pannelli orizzontali :

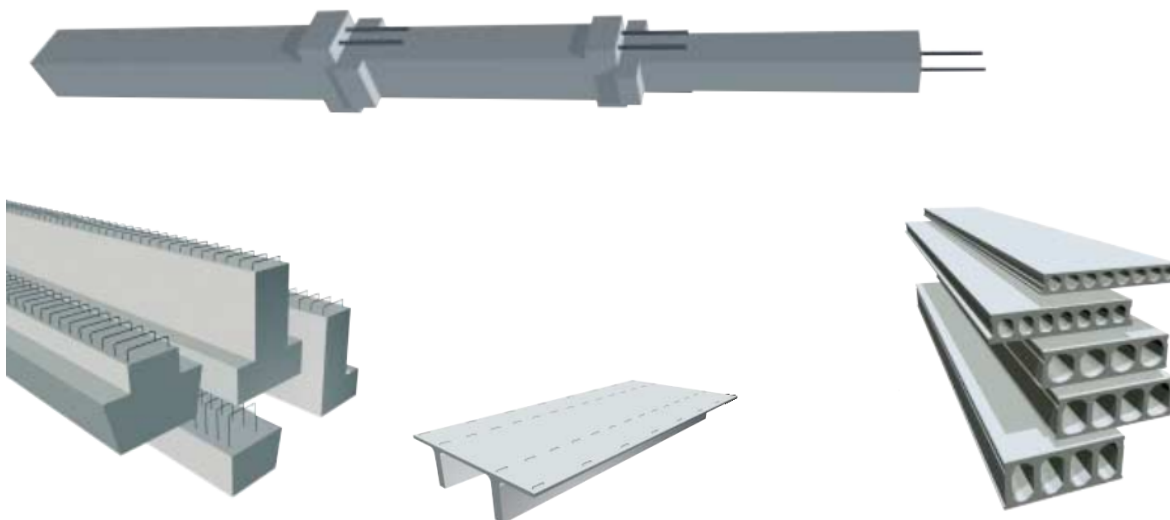


I capannoni pluripiano prevedono pilastri incastrati alla base e liberi in sommità con mensole tozze sulle quali poggiano le travi portanti; gli orizzontamenti sono realizzati con solai alveolari e tegoli a pi-greco .



Pilastri

Hanno sezione rettangolare con dimensioni diversificabili lungo il fusto, da un minimo di 50 cm fino a 120 cm, realizzabili in un pezzo monolitico fino ad un'altezza di 28 m. In alternativa possono essere prodotti in vari tronconi da assemblare in opera. Le mensole per l'appoggio delle travi sono realizzabili di qualsiasi forma e dimensione su tutti i lati del pilastro.



Travi Tirovescio, Elle, Trapezie

Travi autoportanti precomprese, con sezione filante caratterizzata da un'anima di larghezza costante e sporgenze laterali di 20 cm con funzione di appoggio dei solai. La sottosporgenza, variabile da 28 cm a 69 cm, viene determinata dalla tipologia di solaio e dalle condizioni statiche (luci, carichi). Sono possibili appoggi su mensola a scomparsa. All'estradosso sono munite di staffe sporgenti per la solidarizzazione con la cappa collaborante.

Tegoli TT

Tegoli autoportanti precompressi, ad estradosso piano ed intradosso binervato, utilizzati per coprire ampie maglie strutturali con notevole flessibilità geometrica e possibilità di realizzare agevolmente fori, cavedi, scassi ed appoggi a sella. Disponibili nelle altezze da 40 cm a 90 cm, larghezza massima 250 cm, spessori nervature 10 cm, 15 cm e 19 cm e luci fino a 27 m.

Pannelli Neocem

Pannelli alveolari autoportanti precompressi, ad intradosso ed estradosso piano, di spessore contenuto, utilizzati per la costruzione di orizzontamenti con sovraccarichi medio-alti ed elevata resistenza al fuoco. Disponibili nelle altezze da 15 a 51 cm, larghezza 120 cm e luci fino a 18 m.

6- Le prescrizioni delle NTC 2018

Riportiamo un estratto delle NTC relativo alle strutture prefabbricate:

Capitolo 7 – PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

Il capitolo 7 delle NTC 2018 vede una delle sue principali modifiche nella progettazione sismica delle strutture prefabbricate.

Strutture che fino al 21 marzo 2018 apparterranno alla categoria delle "strutture a telaio con collegamenti a cerniera" (si veda a tal proposito il #C7.4.5.1.1 della circolare n.617/09), dal giorno successivo verranno definite "strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati". Il cambio non sarà solo nominativo: alla nuova tipologia strutturale sono infatti associate prescrizioni normative che molto si discostano da quelle attualmente in vigore. Strutture prefabbricate con vincoli di continuità continueranno ad essere inquadrare nel campo dei telai in calcestruzzo.

Anche all'edilizia industriale prefabbricata si applicano i concetti di strutture dissipative e strutture non dissipative. Le strutture dissipative possono essere realizzate in classe di duttilità alta (CD"A") o media (CD"B"), cui corrispondono i fattori di comportamento riportati nella tabella seguente.

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni con struttura prefabbricata (§7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_0 / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

Va ricordato che, come già presente nelle NTC 2008, la norma consente l'utilizzo di altre tipologie strutturali ed altri fattori di comportamento purché debitamente giustificati (*Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme*).

Anche nel caso di strutture non dissipative viene riconosciuto un fattore di comportamento superiore all'unità, secondo il vecchio adagio "un po' di duttilità non si nega a nessuno". In particolare, il fattore di comportamento q sarà pari a $2/3$ il valore di q corrispondente alla classe di duttilità media, con 1,5 come limite superiore. Per le "strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati" si potrà pertanto utilizzare il valore 1,5 essendo $2/3 \cdot 2,5 = 1,67$.

Vediamo nel seguito le altre prescrizioni introdotte dalle NTC 2018 per le "strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati".

- "Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo in presenza di dispositivi espressamente progettati per tale scopo." In apertura del capitolo 7.4.5 viene ribadito che i

vincoli ad attrito non sono più consentiti. Viene concessa una deroga per dispositivi ad attrito espressamente progettati per tale comportamento.

- “Nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spiccato dalle fondazioni. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine, non è consentito il ricorso alla [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2.” Il testo sottolinea che, nel caso di strutture a comportamento dissipativo, la cerniera plastica può formarsi solo alla base dei pilastri. L'efficacia di tale dissipazione dovrà essere dimostrata da una verifica esplicita della duttilità; il soddisfacimento dei requisiti relativi ai dettagli costruttivi non potrà essere considerato come sostitutivo di tale verifica.
- “Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo cerniera (rigida o elastica). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto).” In maniera ridondante, questo testo sottolinea che i vari elementi prefabbricati devono essere tra loro collegati in maniera “strutturale”. Nonostante il vincolo tra orizzontamenti e pilastri debba essere di tipo cerniera, viene consentito l'utilizzo di appoggi mobili in corrispondenza di giunti, purché tali appoggi siano appositamente progettati in accordo a specifiche modalità introdotte nelle NTC.
- “Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.1. Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione “Pilastri” del § 7.4.5.3.” Questo paragrafo contiene indicazioni riguardanti la sollecitazione da utilizzare nella progettazione delle cerniere tra orizzontamenti e pilastri. Va osservato che in nessun punto del testo vengono fornite indicazioni circa la *progettazione in capacità* del vincolo alla base del pilastro; le NTC prescrivono solo che tale vincolo sia un incastro. I fattori di sovrarresistenza da utilizzare per la progettazione delle cerniere, collegamenti situati ben lontani dalle zone dissipative (posizionate alla base dei pilastri, come affermato dalle stesse NTC), sono ben superiori a quelli previsti, sempre per collegamenti lontano dalle zone dissipative, per strutture a telaio.

Tipologia strutturale			γ_{Rd}	
			CD“A”	CD“B”
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,2	1,1
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20

- “I dispositivi meccanici che realizzano tali collegamenti devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.8.” L'unione tra elementi prefabbricati è in genere realizzata

attraverso dispositivi meccanici, noti anche come inserti. Tali dispositivi sono soggetti alle procedure di qualificazione descritte al capitolo 11. In particolare, secondo quanto riportato al paragrafo 11.8.6, ai dispositivi meccanici si applicano le procedure di qualificazione di cui al punto 11.1 A (Marcatura CE ai sensi di una norma europea armonizzata) o al punto 11.1 C (Marcatura CE sulla base della pertinente “Valutazione Tecnica Europea” (ETA) o “Certificato di Valutazione Tecnica” rilasciato dal Presidente del CSLP sulla base di Linee Guida approvate dallo stesso CSLP).

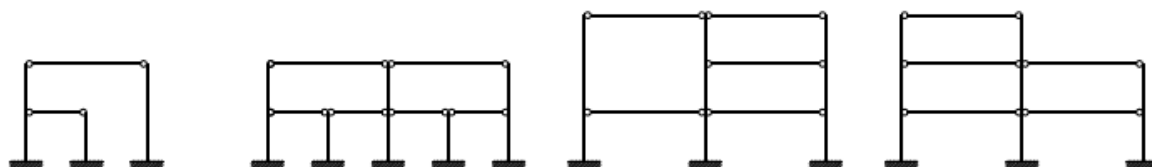
Un'altra significativa modifica riguardante le strutture prefabbricate riguarda la possibilità di utilizzare travi o piastre di piano e travi porta pannello come collegamento tra gli elementi di fondazione, purché situati ad una distanza inferiore ad 1 metro dall'estradosso delle fondazioni.

possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

-Regolarità strutturale di capannoni industriali

*Il fattore di struttura $q = q_0 * K_R$ dove*

$K_R = 1$ per strutture regolari in altezza ; $K_R = 0,8$ per strutture regolari in altezza lo schema statico di un capannone prefabbricato è con mensole isostatiche collegate da pendoli inestensibili se facciamo la ipotesi di impalcato rigido, estensibili per impalcato deformabile. La non regolarità in altezza è tipica di capannoni multipiano



Il vincolo a cerniera non è immediatamente individuato nelle NTC 2018 ma definito correttamente nella circolare alle NTC dove per strutture regolari in altezza

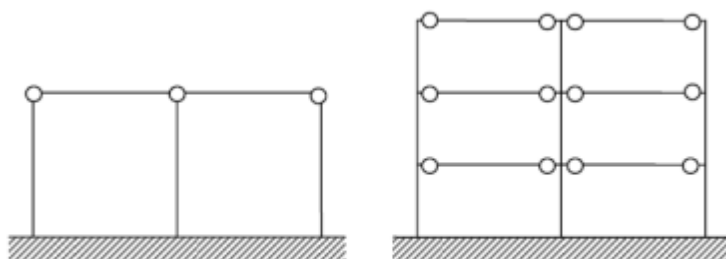


Fig. C7.4.2.- Strutture a telaio con collegamenti a cerniera

I valori di q_0 dati dalle NTC alle strutture a telaio valgono nell'ipotesi che le grandi capacità di deformazione duttile delle sezioni soggette a momento flettente ($\mu_\phi = 6 \div 8$) possano di fatto trasformarsi in duttilità traslatoria degli elementi [$\mu_\delta = (1 + \mu_\phi) / 2$]. Questo vale entro ristretti limiti di azione assiale ($v < 0,30$), oltre i quali la duttilità flessionale μ_ϕ scende al di sotto dei valori sopra citati, ed entro i ristretti limiti degli effetti del secondo ordine ($\theta < 0,30$) oltre i quali il collasso per instabilità dell'elemento può precedere quello di rottura flessionale della sezione.

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Figura 4-4. Fattori di struttura

Per le classi CDA e CDB possono adottarsi rispettivamente

$$q_0 = 3 \cdot \alpha_u / \alpha_1; \quad q_0 = 4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1; \quad \text{dove}$$

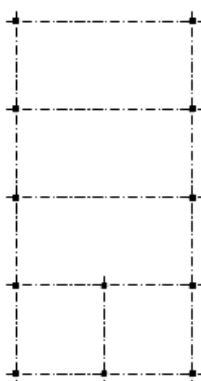
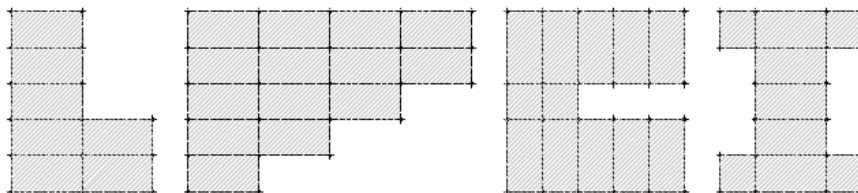
a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

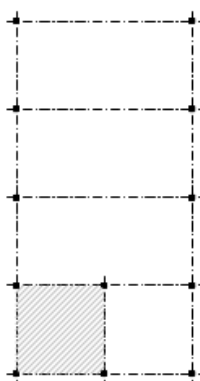
b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

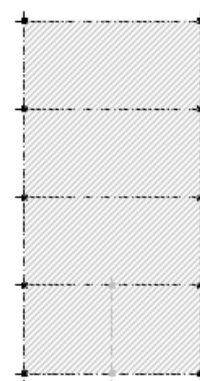
La non regolarità in pianta è individuata nelle seguenti disposizioni delle maglie di telaio e richiede una analisi dinamica o analisi statica non lineare.



Pianta piano terra

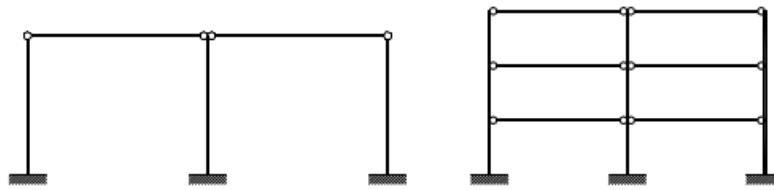


Pianta impalcati intermedi



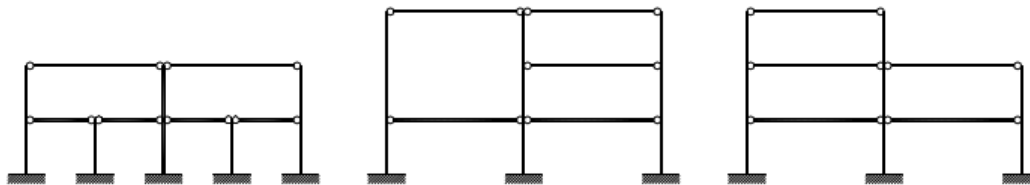
Pianta copertura

Struttura regolare in altezza



$$\begin{array}{ll} \text{Bassa Duttilità} & \rightarrow q = q_0 \cdot K_R = (3 \cdot 1) \cdot 1 = 3,0 \\ \text{Alta Duttilità} & \rightarrow q = q_0 \cdot K_R = (4,5 \cdot 1) \cdot 1 = 4,5 \end{array}$$

Struttura non regolare in altezza



$$\begin{array}{ll} \text{Bassa Duttilità} & \rightarrow q = q_0 \cdot K_R = (3 \cdot 1) \cdot 0,8 = 2,4 \\ \text{Alta Duttilità} & \rightarrow q = q_0 \cdot K_R = (4,5 \cdot 1) \cdot 0,8 = 3,6 \end{array}$$

Una particolare tipologia di capannoni prevede non una maglia strutturale ma orditura unica con tegolo poggianti sul pilastro

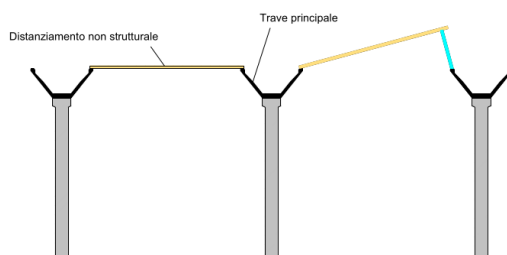
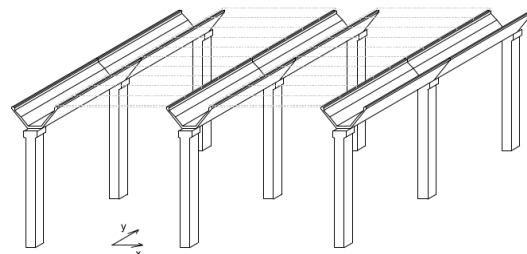


Figura 4-8. Edifici con copertura con orditura unica



il coefficiente di struttura

Sisma longitudinale (dir. Y)	CD"B"	$q_{\text{sisma long.}} = (3,0 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$
	CD"A"	$q_{\text{sisma long.}} = (4,5 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$
Sisma trasversale (dir. X)	CD"B"	$q_{\text{sisma trasv.}} = (1,5 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$
	CD"A"	$q_{\text{sisma trasv.}} = (2,0 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$

-Effetto P-Δ

I pilastri dei capannoni industriali anche per quelli monopiano hanno uno schema statico a mensola ed altezza di circa 7 m, con lunghezza libera di inflessione di circa pari a $L_0 = 2 \cdot H$ per essi si rende necessaria una verifica a pressoflessione per instabilità che viene eseguita considerando gli effetti del II ordine $M = M' + M''$. Il mo-

mento del secondo ordine lo possiamo determinare tenendo conto dell'effetto instabilizzante dei carichi verticali ovvero forze aggiuntive orizzontali rispetto a quelle sismiche su ogni telai e pilastro $F = P*\delta/H$, δ spostamento in testa al pilastro . Le NTC 2018 definiscono un parametro θ pari al rapporto tra M'' ed M'

$$\theta = P*\delta/(V*H)$$

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

Per un edificio monopiano vanno calcolati due valori di θ nelle due direzioni

$$\theta_X = P*\delta_X/(V_X*H) ; \quad \theta_Y = P*\delta_Y/(V_Y*H) ;$$

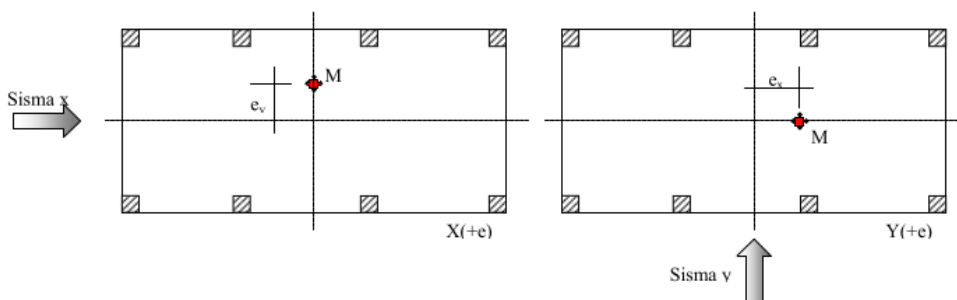
Per gli edifici pluripiano gli spostamenti orizzontali nelle due direzioni sono quelli di interpiano

7- Schema statico e modellazione FEM

La schematizzazione statica di un capannone industriale sia esso monopiano o pluripiano , viene eseguita considerando i pilastri come delle mensole incastrate alla base le travi precomprese incernierate agli estremi secondo un criterio di fascia :

- Impalcato rigido
- Impalcato deformabile

al primo consegue la definizione di tre gradi di libertà per piano spostamenti nelle due direzioni e rotazione intorno al baricentro delle rigidezze con ripartizione delle azioni sismiche nelle due direzioni attraverso treno di telaio , aggiungendo i tagli derivanti dalla torsione con ridistribuzione ; vanno considerate anche le eccentricità aggiuntive imposte dalle NTC



La combinazione delle azioni sismiche

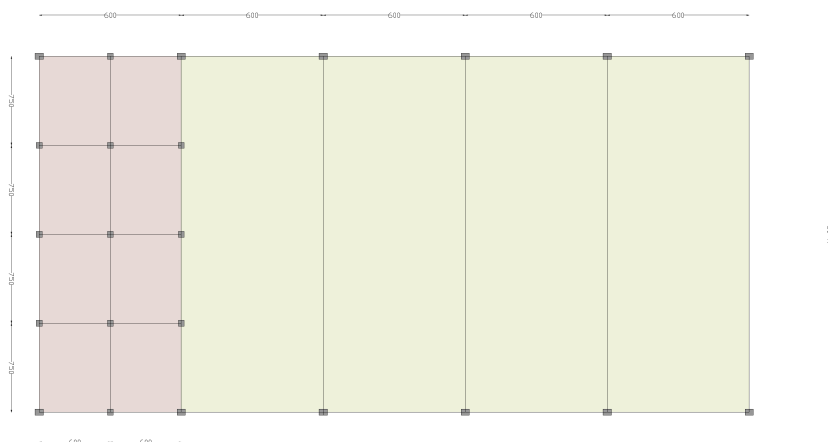
$$E + G_1 + G_2 + \Sigma \Psi_{2i} Q_i ; \quad E_x + 0,3E_y \quad E_y + 0,3E_x$$

ottenendo 8 possibili combinazioni

$+E_x + 0,3E_y$	$+E_x - 0,3E_y$
$-E_x + 0,3E_y$	$-E_x - 0,3E_y$
$+E_y + 0,3E_x$	$+E_y - 0,3E_x$
$-E_y + 0,3E_x$	$-E_y - 0,3E_x$

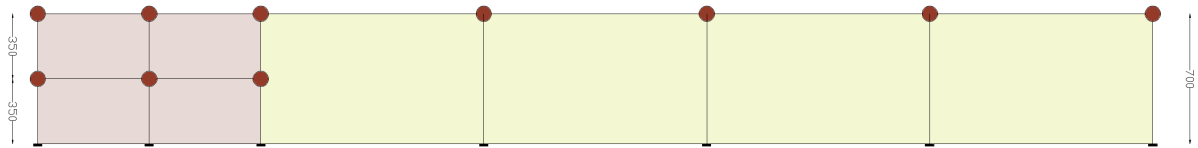
Se facciamo la ipotesi di impalcato deformabile la ripartizione la si esegue per aree di influenza calcolando separatamente il telaio.

*Il calcolo del capannone lo eseguiamo con una modellazione FEM eseguendo analisi dinamica con le travi principali portanti precomprese incernierate agli estremi nelle cui maglie sono inseriti i solai realizzati con tegoli eventualmente tenendo conto nella modellazione anche dei pannelli di tamponatura , eseguendo il calcolo con dell'effetto P-Δ. Riportiamo le carpenterie e la modellazione di un capannone prefabbricato a due piani attraverso il software **IPERSPACE BIM PERSONAL EDITION** con i carichi sui solai , materiali e combinazioni di carico.*



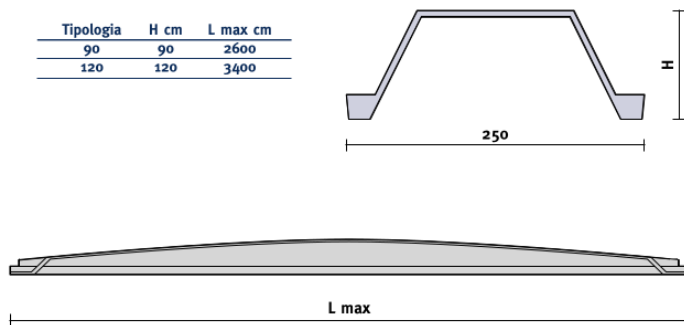
Una struttura con lunghezza 60 m e larghezza 30 m per una superficie complessiva di 1800 mq; la parte anteriore a due piani adibiti uffici , locali commerciali e vendita la restante 1440 mq a industria artigianale , quale una fabbrica di vestiti , scarpe ,infissi, arredi , salone officina riparazione auto, marmista ect

La struttura portante è per travi principali portanti in c.a.p a doppio T per una luce di 12 m , sulle quali poggiano tegoli precompressi di luce 30 m ; la parte anteriore è a due piani con maglia di telaio regolare 7,60x6 , il solaio è alveolare o realizzato con tegolo a pi-greco. L'altezza dei pilastri è circa 7 m , mentre quelli di interpiano 3,50 m con mensole tozze per trave portacarroponte e travi intermedie ; la fondazione su plinti a bicchiere poggianti su piattabanda (su pali da verificare)e platea inferiore ; i pannelli di tamponatura sono orizzontali.

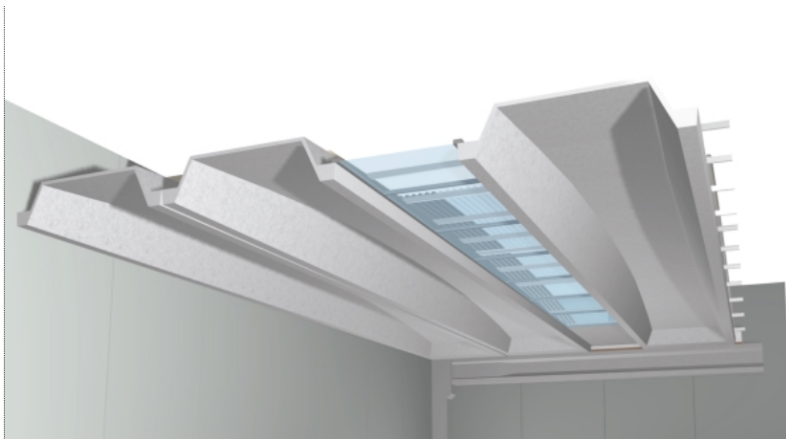


-Dimensionamento elementi strutturali

Scegliamo due tipologie di coperture la prima con tegolo a profilo variabile



altezza 120 cm , per questa tipologia di copertura :



La lunghezza della trave è circa 12 m , per cui possiamo inserire 4 tegoli per una dimensione di 10,00 m nei restanti 2 metri vengono predisposti dei lucernai.

Il carico agente sul tegolo è quello da neve, si può aggiungere il peso di un impianto fotovoltaico che è integrato alla copertura con inclinazione pari a zero; nel comune di Castel di Sangro

$$Q_{sk} = 100 \text{ daN/mq} \quad \text{Altitudine } A_s \leq 200 \text{ mslm}$$

$$\text{per } A_s > 200 \text{ m} \quad Q_{sk} = 85 * [1 + (A_s/481)^2]$$

per Castel di Sangro comune nel quale risiedo $A_s = 810 \text{ m}$

$Q_{sk} = 326 \text{ daN/mq}$ corrispondenti a circa 3 m di neve fresca

Il peso di un pannello fotovoltaico 15 daN/mq , per cui consideriamo un

Carico permanente $G_{SK} = 25 \text{ daN/mq}$

Carico variabile da neve $Q_K = 325 \text{ daN/mq}$

I tegoli sono affiancati, i lucernai non sono autoportanti ma scaricano sui tegoli laterali per cui il carico

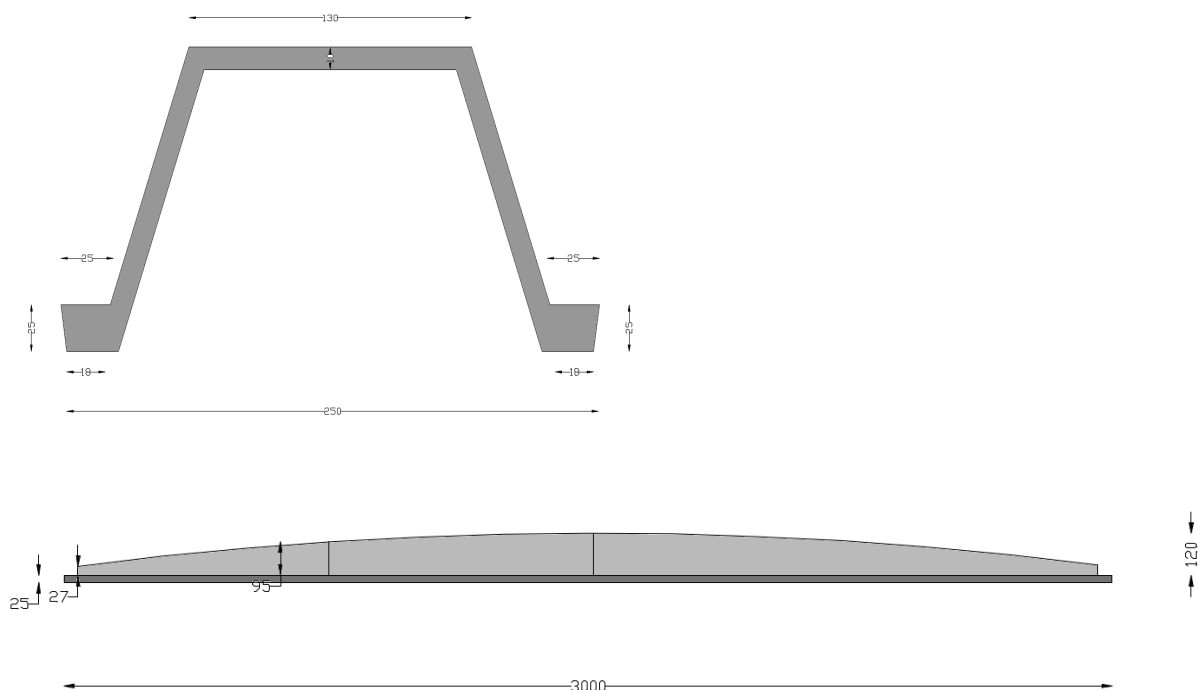
Peso proprio $G_K = 1225 \text{ daN/ml}$

Carico permanente $G_{SK} = 62,5 \text{ daN/ml}$

Carico variabile da neve $Q_K = 813 \text{ daN/ml}$

Fascia lucernaio $G_{SK} = 12 \text{ daN/ml}$; $Q_K = 162,5 \text{ daN/ml}$

La geometria della sezione del tegolo è individuata dallo spessore della ala superiore pari a 10 cm, le due nervature inclinate di 10 cm ed il bulbo inferiore di 18 cm



Il carico allo SLU sul tegolo $Q = 1,3 * G_K + 1,5 G_{SK} + 1,5 * Q_K = 3057 \text{ daN/ml}$

Il carico allo SLE sul tegolo $Q = G_K + G_{SK} + Q_K = 2280 \text{ daN/ml}$

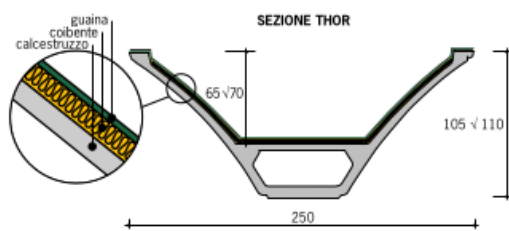
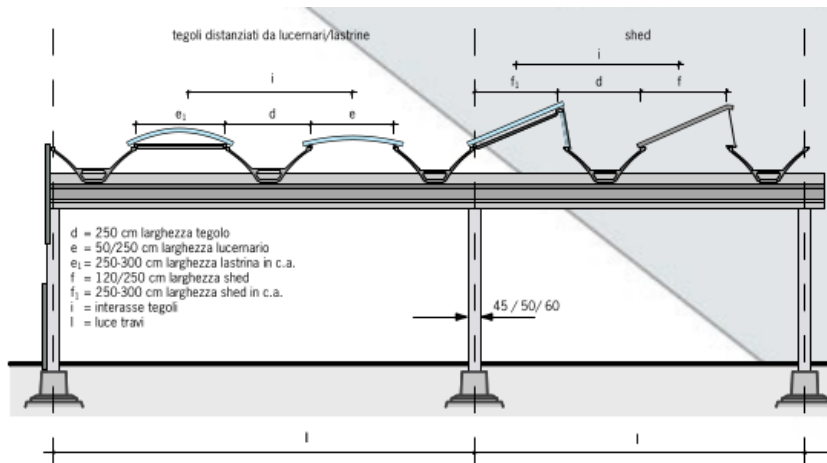
Il carico sul solaio per la modellazione FEM

Peso proprio $G_K = 490 \text{ daN/mq}$

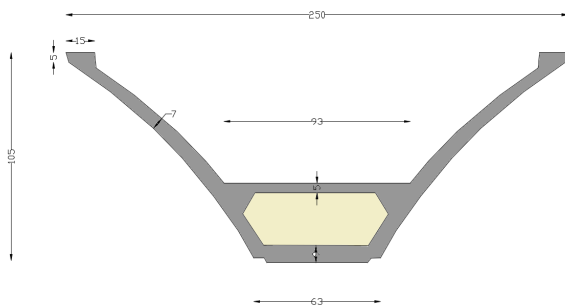
Carico permanente $G_{SK} = 30 \text{ daN/mq}$

Carico variabile da neve $Q_K = 390 \text{ daN/mq}$

Tegolo THOR per questa tipologia di copertura



La sezione del tegolo Thor



Peso proprio $G_K = 750$ daN/ml

Carico permanente $G_{SK} = 62,5$ daN/ml

Carico variabile da neve $Q_K = 813$ daN/ml

Il carico allo SLU sul tegolo $Q = 1,3 * G_K + 1,5 G_{SK} + 1,5 * Q_K = 2288$ daN/ml

Il carico allo SLE sul tegolo $Q = G_K + G_{SK} + Q_K = 1625$ daN/ml

Il carico sul solaio per la modellazione FEM

Peso proprio $G_K = 250$ daN/mq

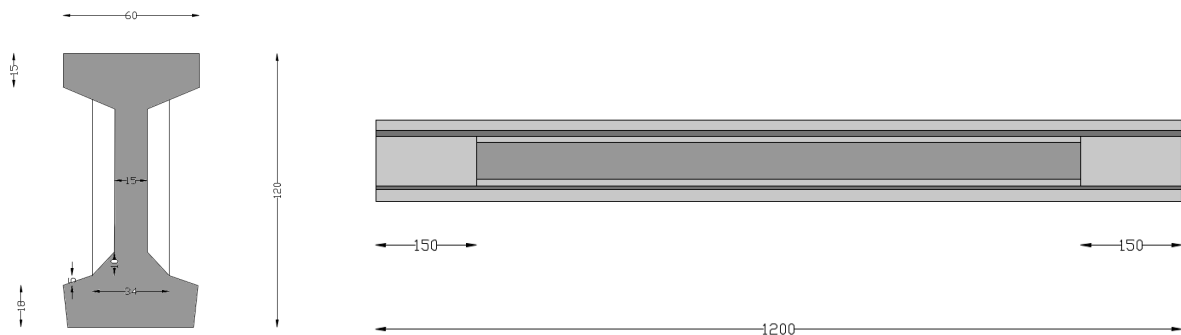
Carico permanente $G_{SK} = 30$ daN/mq

Carico variabile da neve $Q_K = 390$ daN/mq

Per le travi portanti in c.a.p utilizziamo una sezione a doppio T avente luce di 12 m sollecitata allo SLE da un carico max pari $Q = 34200 \text{ daN/ml}$

Trave "I" base 50			Trave "I" base 60			Trave "I" base 72		
Tipologia	B cm	H cm	Tipologia	B cm	H cm	Tipologia	B cm	H cm
50 x 80	50	80	60 x 80	60	80	72 x 120	72	120
50 x 100	50	100	60 x 100	60	100	72 x 150	72	150
50 x 120	50	120	60 x 120	60	120			
50 x 150	50	150	60 x 150	60	150			

Scegliamo la trave a doppio T 60 x120 con la seguente geometria



Il peso proprio $G_K = 905 \text{ daN/ml}$

Area $0,36232 \text{ mq} = 3523 \text{ cmq}$

Pannello orizzontale collaborante

$L = 12,00 \text{ m}$, altezza $H = 100 \text{ cm}$, spessore $t = 20 \text{ cm}$ Peso a mq $G_K = 350 \text{ daN/mq}$

I pilastri 50x70 li consideriamo incastrati alla base, i pannelli elementi plate shell macroelementi incernierati agli estremi .

Per quanto concerne la parte anteriore pluripiano utilizziamo nella modellazione trave ad L o rettangolare 30x60 poggianti sulla mensola tozza;

Carico solaio

$G_K = 540 \text{ daN/mq}$

peso proprio

$G_{SK} = 230 \text{ daN/mq}$

carichi permanenti

Massetto e isolante 70 daN/mq

Pavimento 30 daN/mq

Controsoffittatura 30 daN/mq

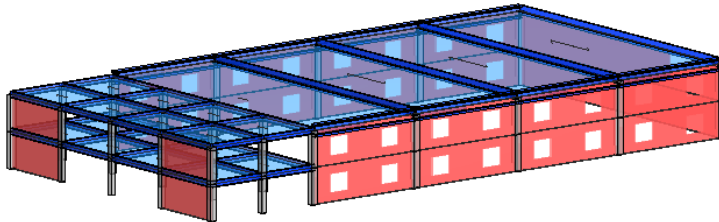
Incidenza tramezzi 120 daN/mq

$Q_K = 500 \text{ daN/mq}$ carico accidentale centri commerciali

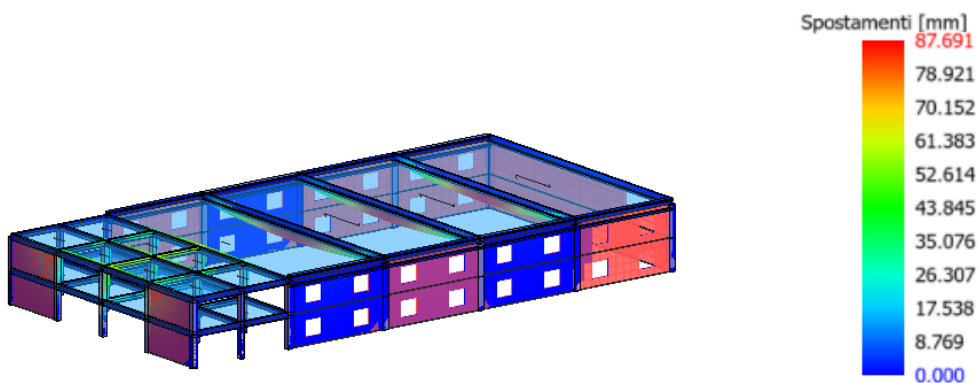
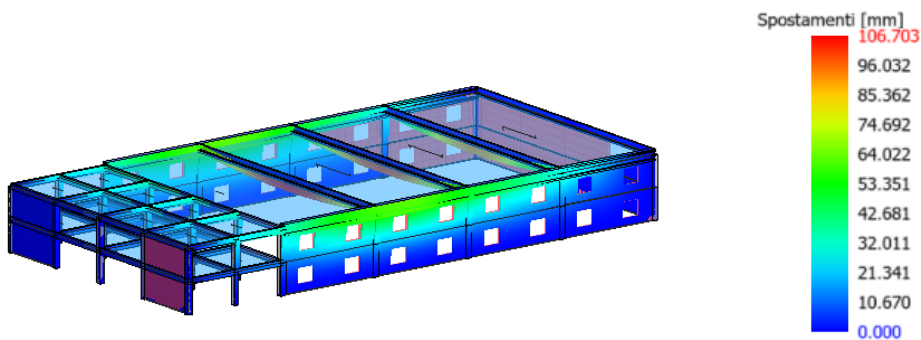
Il materiale utilizzato è cls C55 , con riduzione rigidezza 50 %

Riportiamo 2 modellazione FEM della struttura con le deformate e le sollecitazioni nei pilastri.

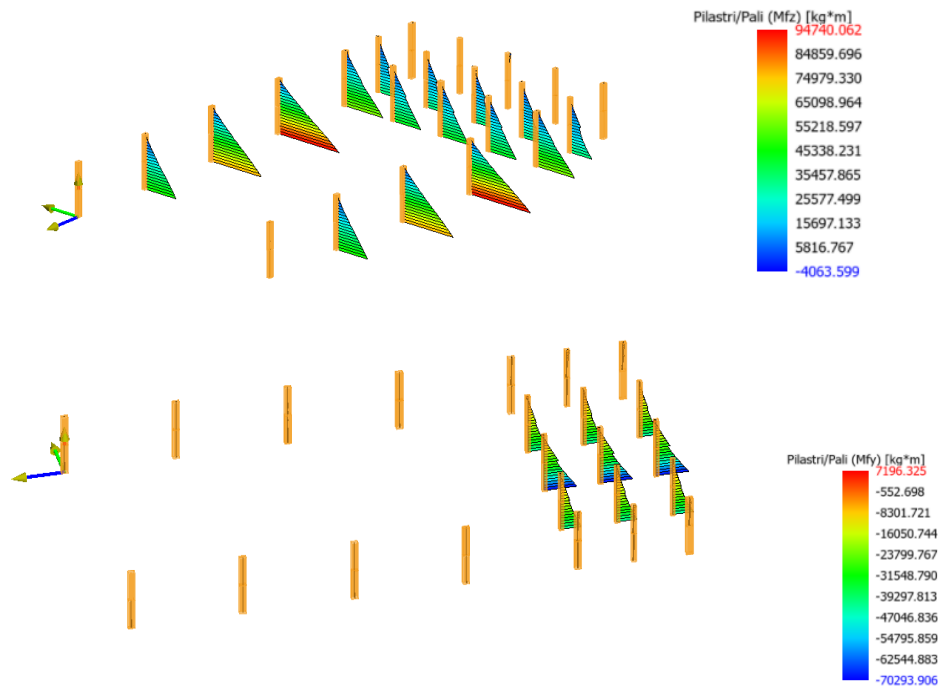
Pannelli prefabbricati che interagiscono con la struttura .



Il pannello è stato modellato come elemento plate-shell di spessore 20 cm ,con 4 aperture per ogni maglia di telaio 12x7 m ; nella copertura al fine di consentire l'inserimento dei solai sono state introdotte delle travi di collegamento trasversali , nella struttura questo collegamento è assicurato dai Tegoli. Gli spostamenti orizzontali ovvero le deformate per azioni sismiche in direzione X e Y

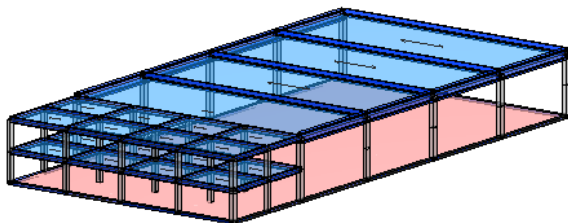


I momenti flettenti nei pilastri :



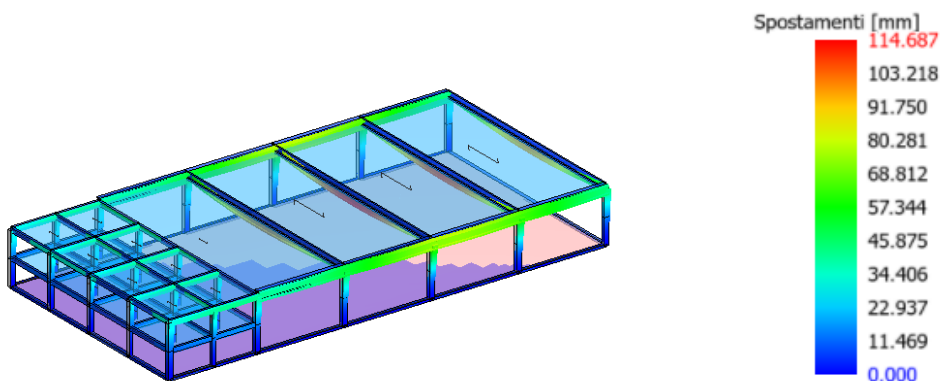
Dove è presente il pannello il momento flettente sul pilastro è nullo.

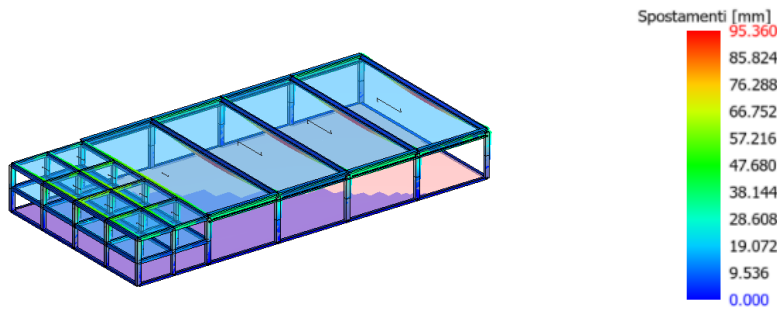
Pannelli prefabbricati che non interagiscono con la struttura .



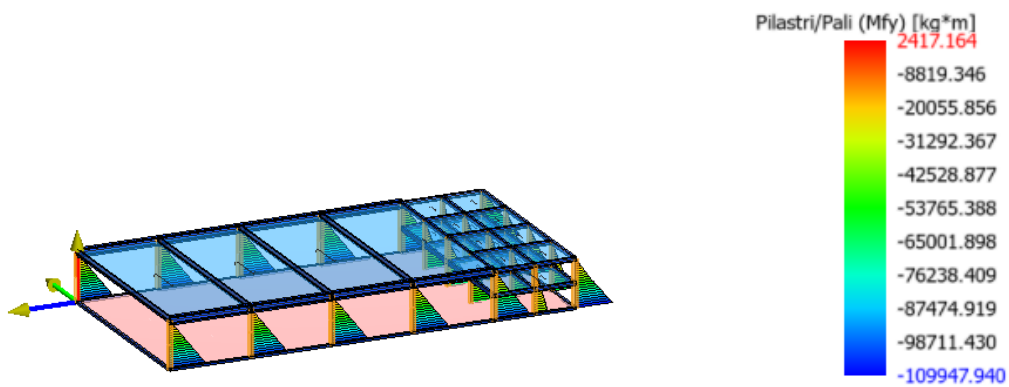
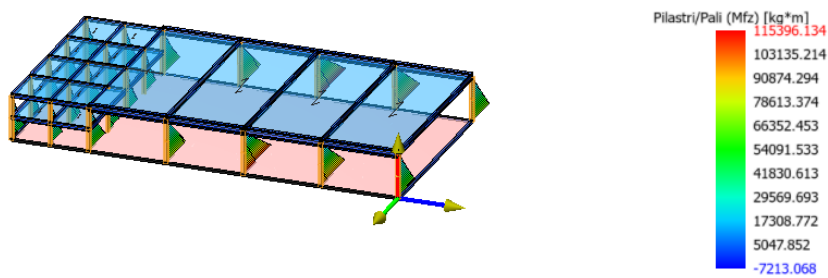
Sono state inserite delle travi di collegamento tra i pilastri che alla base hanno un incastro , per applicare su di esse la peso dei pannelli di tamponatura da considerare nelle masse sismiche.

Deformate per azioni sismiche nelle due direzioni

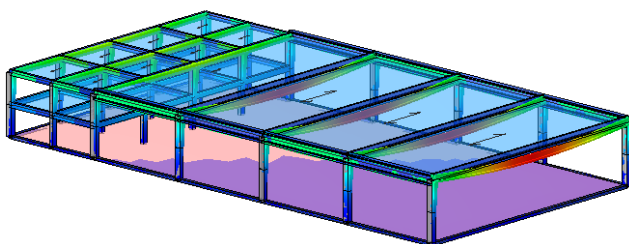


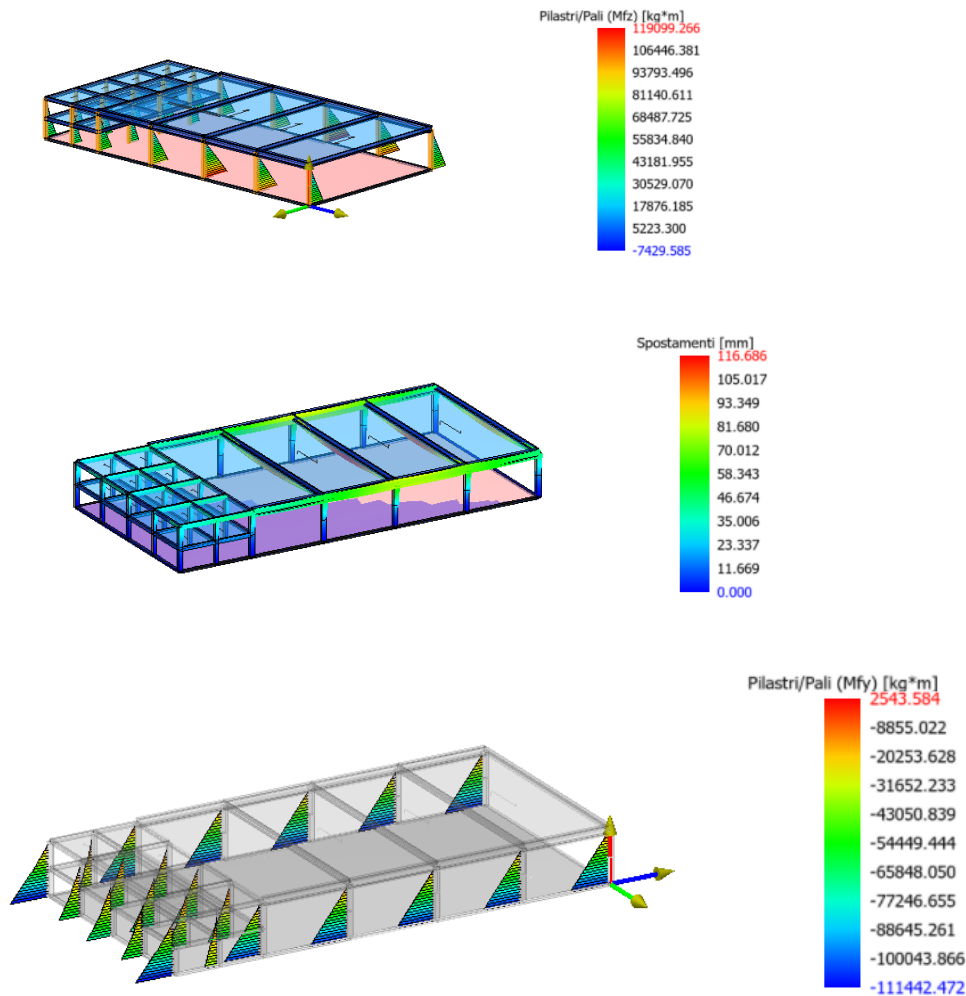


Sollecitazioni flettenti nei pilastri



Deformata e sollecitazioni con effetto P-Δ





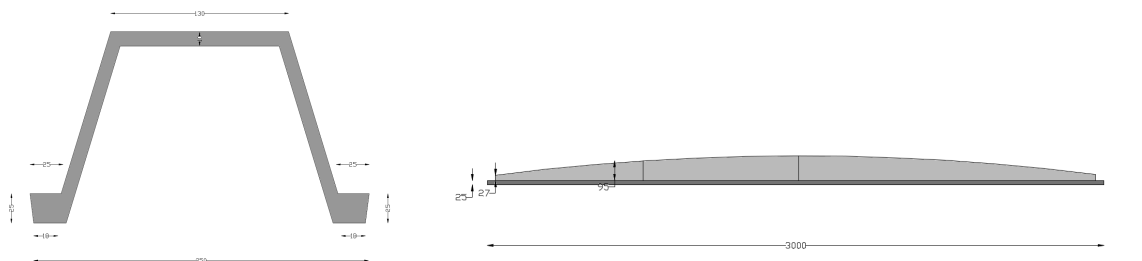
La differenza nei momenti flettenti tenendo conto degli effetti dei secondo ordine è minima

*109000 daN*m - 111442 daN*m
115000 daN*m - 119000 daN*m*

Nel progetto costruzione e consolidamento di un capannone industriale prefabbricato al fine di ridurre le sollecitazioni flettenti nei pilastri e quindi garantirne la invulnerabilità in occasione di eventi sismici poiché i cinematismi di collasso sono conseguenti alla formazione di cerniere plastiche alla base è opportuno che i pannelli prefabbricati di tamponatura interagiscano con il telaio in modo da minimizzare gli spostamenti ed i momenti flettenti assicurando la verifica sia allo stato limite di danno che allo stato limite di salvaguardia della vita. La efficacia della interazione con il telaio e dell'irrigidimento dipende dal collegamento tra pannello e pilastro o con la trave di gronda o cornice superiore del quale ci occuperemo nel paragrafo dedicato. Per la copertura poiché ha una luce maggiore di 20 m è necessaria una analisi dinamica verticale che eseguiremo nel calcolo e progetto del tegolo prefabbricato.

8-Progetto e calcolo del tegolo in C.A.P.

Eseguiamo inizialmente il calcolo del tegolo riportato in figura per una luce di 30 m



schema statico di trave su due appoggi sollecitato dai seguenti carichi per lo stato limite di esercizio e ultimo

Il carico allo SLU sul tegolo $Q = 1,3 \cdot G_K + 1,5 \cdot G_{SK} + 1,5 \cdot Q_K = 3057 \text{ daN/ml}$
 sez. mezzeria $M_{MAX} = 343912 \text{ daN} \cdot \text{m}$; $V = 45855 \text{ daN}$
 sez per $z = 7,50 \text{ m}$ $M_{(7,5)} = 258131 \text{ daN} \cdot \text{m}$; $V_{(7,5)} = 22927 \text{ daN}$

Il carico allo SLE sul tegolo $Q = G_K + G_{SK} + Q_K = 2280 \text{ daN/ml}$
 sez. mezzeria $M_{MAX} = 255678 \text{ daN} \cdot \text{m}$; $V = 34161 \text{ daN}$
 sez per $z = 7,50 \text{ m}$ $M_{(7,5)} = 192307 \text{ daN} \cdot \text{m}$; $V_{(7,5)} = 17080 \text{ daN}$

Definiamo le caratteristiche geometriche della sezione

Area $A = 4991 \text{ cm}^2$

Baricentro $Y_G = \sum A_i \cdot Y_i / A = 36 \text{ cm}$

$$= [(10 \cdot 118) \cdot 137 + 2 \cdot 25 \cdot 21 \cdot (10,5) + 4 \cdot 21^2 \cdot 6 / 3 + 4 \cdot 2,5 \cdot 21^2 / 3 + 2 \cdot 12,33 \cdot 82,10] / 4991 = 36 \text{ cm}$$

Inerzia $I = 16998652 \text{ cm}^4$

$$I = (118 \cdot 10^3 / 12 + 10 \cdot 118 \cdot 106^2) + 2 \cdot (25 \cdot 21^3 / 12 + 25 \cdot 21 \cdot 25,5^2) + 2 \cdot (21 \cdot 6^3 / 24 + 21 \cdot 3 \cdot 21^2) + 2 \cdot (21 \cdot 2,5^3 / 24 + 21 \cdot 1,125 \cdot 21^2) + 2 \cdot (10 \cdot 120^3 / 12 + 12,33 \cdot 46^2) = 16998652 \text{ cm}^4$$

Progetto sforzo di precompressione tramite le formule della pressoflessione

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g / I - M \cdot Y_g / I$$

$$\sigma_S = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g) / I + M \cdot (H - Y_g) / I$$

Dobbiamo determinare **P** ed **e** tramite due valori nulli della tensione di trazione in fase di tiro e esercizio

$$\sigma_s = 1,25 \cdot P/A - 1,25 \cdot P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M_o \cdot (H - Y_g)/I = 0$$

$$\sigma_t = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0$$

$M = 343912 \text{ daN} \cdot \text{m}$; momento in opera

$M_o = 182483 \text{ daN} \cdot \text{m}$; momento al taglio dei cavi solo peso proprio

Lo sforzo di precompressione al taglio dei cavi è amplificato di 1,25 per tener conto delle perdite di tensione.

$$P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0 \quad P = M \cdot Y_g / (I/A + e \cdot Y_g)$$

$$1,25 \cdot M \cdot Y_g / I / (1/A + e \cdot Y_g/I) / A - 1,25 \cdot M \cdot Y_g / I / (1/A + e \cdot Y_g/I) \cdot e \cdot (H - Y_g) / I +$$

$$M_o \cdot (H - Y_g) / I = 0$$

$$1,25 \cdot M \cdot Y_g / (I \cdot A) - 1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot e \cdot (H - Y_g) + M_o \cdot (H - Y_g) \cdot (1/A + e \cdot Y_g/I) / I = 0$$

$$e = [1,25 \cdot M \cdot Y_g / (I \cdot A) - M_o \cdot (H - Y_g) / (I \cdot A)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g / I^2]$$

$$e = 1 / (A \cdot I) [1,25 \cdot M \cdot Y_g - M_o \cdot (H - Y_g)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g / I^2]$$

$$e = 1 / (4991 \cdot 16998652^3) \cdot (1,25 \cdot 34391200 \cdot 36 - 18248300 \cdot (140 - 36)) / (1,25 \cdot 34391200 \cdot 36 / 16998652^2 \cdot (140 - 36) - 18248300 \cdot (140 - 36) \cdot 36 / 16998652^2) = -4,45 \text{ cm}$$

Il cavo risultante ha ordinata $Y_p = 31,55 \text{ cm}$

$$P = M \cdot Y_g / (I/A + e \cdot Y_g) = 34391200 \cdot 36 / (16998652 / 4991 + 4,45 \cdot 36) =$$

$$P = 374192 \text{ daN} \quad \text{in fase di tiro} \quad P = 467740 \text{ daN}$$

si utilizzano 16 trefoli $\phi = 15,7 \text{ mm}$ area $1,93 \text{ cm}^2$ composto da sette fili

Trefolo 7 fili
Pr EN 10138

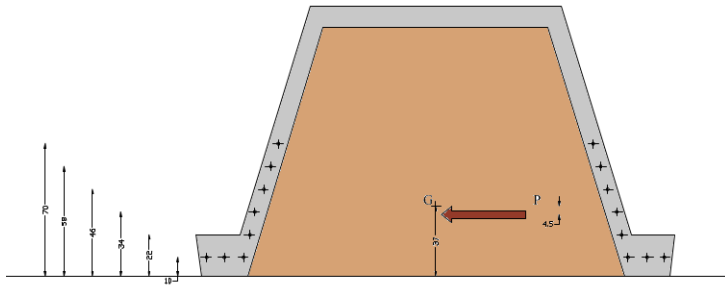
Diametro nominale	Resistenza	Massa	Sezione	Tolleranza sulla massa	Carico minimo di rottura	Carico massimo di rottura	Limite elastico a 0.1% di allungamento
mm	MPa	g/m	mm ²	%	kN	kN	kN
9.3	1860	406.1	52.0	± 2	96.7	111.0	83.2
9.6	1960	429.6	55.0	± 2	102.0	117.0	87.7
11.3	1860	585.8	75.0	± 2	140.0	161.0	120.0
12.5	1860	726.3	93.0	± 2	173.0	199.0	149.0
12.9	1860	781.0	100.0	± 2	186.0	214.0	160.0
15.2	1770	1086.0	139.0	± 2	246.0	283.0	212.0
15.2	1860	1086.0	139.0	± 2	259.0	298.0	223.0
15.7	1770	1172.0	150.0	± 2	266.0	306.0	229.0
15.7	1860	1172.0	150.0	± 2	279.0	321.0	240.0

Disposizione dei cavi di acciaio

$$Y_P = 31,55 \text{ cm} = \sum 1,93 * (41 - n * y) / (5 * 1,93)$$

$$31,55 = [1,93 * 70 + 1,93 * (70 - y) + 1,93 * (70 - 2y) + 1,93 * (70 - 3y) + 1,93 * (70 - 4y) + 3 * 1,93 * (70 - 5y)] / 15,44$$

$$487,13 - 1080 = -48,25 * y ; \quad y = 12 \text{ cm}$$



Calcolo caratteristiche geometriche sezione omogenea $n = 15$

$$\text{Area omogenea} = A_C - A_{SP} + n * A_{SP} = 5261 \text{ cm}^2$$

$$A_{SP} = \text{area trefoli} = 19,3 \text{ cm}^2 ; \quad A_C = \text{area cls} = 4991 \text{ cm}^2$$

Nel tegolo viene predisposta armatura dolce , necessarie per il taglio

La posizione del baricentro Y_G

$$Y_G = (4991 * 36 + 15 * 30,88 * 32,5) / 5261 = 37,01 \text{ cm}$$

$$\text{Posizione cavo risultante} \quad e = Y_G - Y_P = 4,51 \text{ cm}$$

$$Y_P = (1,93 * 70 + 1,93 * 58 + 1,93 * 46 + 1,93 * 34 + 1,93 * 22 + 3 * 1,93 * 10) / 15,44 = 32,5 \text{ cm}$$

La inerzia della sezione omogenea

$$I = 16998652 + 4971 * (36 - 34,31)^2 + 2 * 15 * 30,88 * 4,51^2$$

$$= 17031692 \text{ cm}^4$$

Tensione nei trefoli in fase di tiro al taglio dei fili devono rispettare le seguenti prescrizioni

$$\sigma_{SPI} < 0,90 * f_{p(0,1)k} = 15030 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{SPI} < 0,80 * f_{ptk} = 14880 \text{ daN/cm}^2$$

Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p(0,1)k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

Na non applicabile

Sforzo di precompressione in fase di tiro $P = 30,88 \cdot 14880 = 459494 \text{ daN}$

Tensioni ammissibili nel cls

in fase di tiro compressione $\sigma_C = 0,7 \cdot f_{ckj}$ mezzeria ;

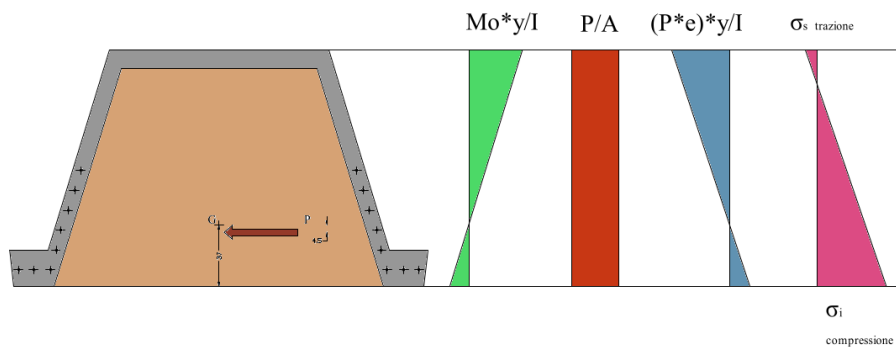
$\sigma_C = 0,9 \cdot f_{ckj}$ zona di ancoraggio appoggi

Trazione $\sigma_T = 0$ decompressione ; $\sigma_T = f_{ctm}/1,2$ fessurazione

Verifica al taglio dei fili

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I$$

$$\sigma_S = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M \cdot (H - Y_g)/I$$



Le perdite di tensione iniziali sono per travi a cavi aderenti sono quelle dovute alla deformazione elastica della trave , per effetto della precompressione. Se facciamo riferimento al cavo risultante , per la perfetta aderenza tra trefolo e cls

$$\varepsilon_{SP} = \varepsilon_C \quad ; \quad \varepsilon_{SP} = P/E_S A_{SP} \quad ; \quad \varepsilon_C = P \cdot e \cdot Y_P / (I \cdot E_C)$$

$$\text{La caduta di tensione } \Delta\sigma = E_S \cdot \varepsilon_C = E_S \cdot P \cdot e \cdot Y_P / (I \cdot E_C) = 2,85 \text{ daN/cm}^2$$

Si utilizza un cls di classe C 55- 60 il cui modulo elastico

$$E_c = 390000 \text{ daN/cm}^2 \quad f_{ck} = 600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{La perdita di sforzo normale } \Delta P = 2,85 \cdot 30,88 = 88 \text{ daN}$$

$$\text{il nuovo sforzo di precompressione } P = 459405 \text{ daN}$$

La verifica in fase di tiro

$$\sigma_t = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

$$\sigma_s = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M \cdot (H - Y_g)/I \leq f_{ctm}/1,2$$

$$\text{il taglio dei fili viene eseguito dopo, 14 giorni } f_{ckj} = f_{ck} = 558 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) - 8 = 520 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cm}(t) = \beta \cdot f_{cm} = 478 \text{ daN/cm}^2 \quad \beta = \exp \{s[1 - (28/t)]\} = 0,92 \quad t = 14 \text{ gg} ; \quad s = 0,20$$

In fase di tiro il carico agente sul tegolo è solo il peso proprio nella pista di tensione viene data una lieve monta o controfreccia , la verifica è per uno stato limite ultimo

$$M_o = 182483 \text{ daN} \cdot \text{m} ;$$

$$\sigma_t = 459405/5261 + 459405 \cdot 4,51 \cdot 37,01/17031692 - 18248300 \cdot 37,01/17031692 = 52 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 459405/5261 - 459405 \cdot 4,51 \cdot 103/17031692 + 18248300 \cdot 103/17031692 = 185 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

anche la tensione al lembo superiore è di compressione

Le perdite di tensione per travi in c.a.p. a cavi aderenti

-Ritiro-Fluage

-Deformazione elastica

-Rilassamento acciaio

Facciamo riferimento al cavo risultante

$$\Delta \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s + (n \cdot \varphi \cdot \sigma_{CI}) + [k \cdot \sigma_{SI} \cdot (\sigma_{SI}/f_{ptk} - 0,5)^2] =$$

$$= 2100000 \cdot 0,000125 + 2916 + 2,5 = 3181 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{CI} = P/A + P \cdot e^2/I - M \cdot e/I =$$

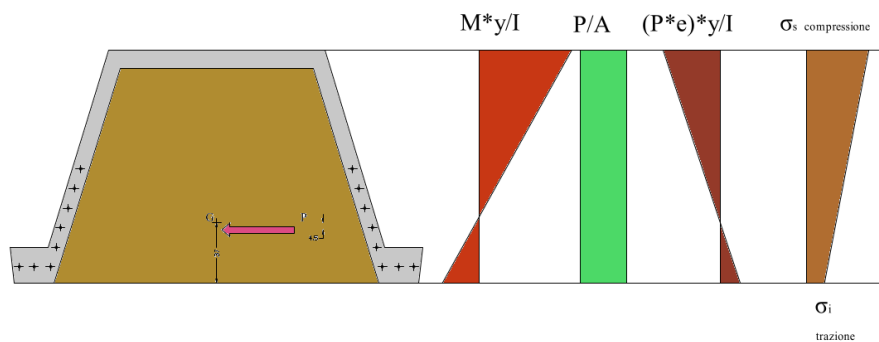
$$= 459405/5261 + 459405 \cdot 4.51^2/17031692 - 25567800 \cdot 4.51/17031692 = 81 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2; \quad E_c = 390000 \text{ daN/cm}^2; \quad \varphi = 2,4; \quad n = 15$$

$$f_{ptk} = 18600 \text{ daN/cm}^2; \quad \sigma_{SI} = 14880 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_s = 0.000125$$

$$\Delta P = 98229 \text{ daN}; \quad \text{nuovo sforzo di precompressione } P = 361176 \text{ daN}$$

$$\text{La verifica in fase di esercizio SLE} \quad M = 255678 \text{ daN} \cdot \text{m}$$



$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I \leq f_{ctm}/1,2$$

$$\sigma_s = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M \cdot (H - Y_g)/I \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

$$\sigma_I = 361176/5261 + 361176 \cdot 4.51 \cdot 37.01/17031692 - 25567800 \cdot 37.01/17031692 = 16.63 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 361176/5261 - 361176 \cdot 4.51 \cdot 103/17031692 + 25567800 \cdot 103/17031692 = 213 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica allo SLU diagramma tensioni cls parabola rettangolo

La verifica a rottura della sezione è immediata, dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava la posizione dell'asse neutro

$$\int \sigma dA - P + \sum \sigma_{SI} \cdot A_{si} = 0$$

nella sezione è presente armatura dolce superiore e inferiore di diametro ϕ 12 mm

$$A'_s = 8,96 \text{ cm}^2 = 8\phi 10 \text{ armatura inferiore}$$

$$A'_s = 8,96 \text{ cm}^2 = 8\phi 10 \text{ armatura superiore}$$

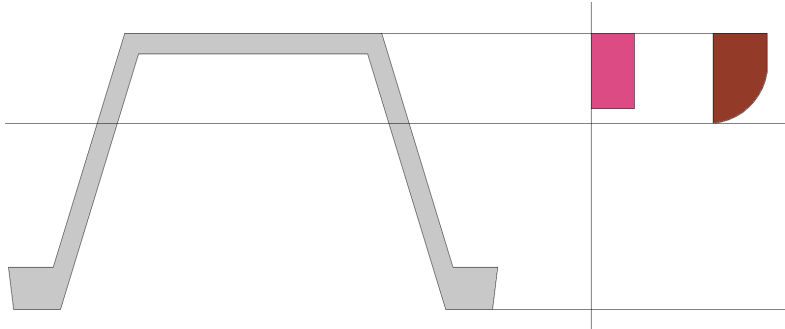
La risultante degli sforzi di compressione $C = \int \sigma dA$ è pari

Diagramma rettangolare $0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_C$

dove A_C è dato dalla differenza dell'area di due trapezi

$$A_C = (130+161) \cdot X/2 - (118+140) \cdot (X-10)/2 =$$

si è ipotizzato che la rottura avvenga prima nel cls con deformazione $\varepsilon_C = 0.0035$



Lo sforzo di precompressione dipende dalle deformazioni nei trefoli e quindi dalla validità del principio di conservazione delle sezioni piane, funzione della X e della ordinata del trefolo. Il calcolo delle travi c.a.p lo si esegue con software molto rapidamente senza perdere del tempo poniamo $P = 361176 \text{ daN}$

se teniamo conto

$$P = \sum A_p \cdot E_s \cdot \varepsilon_{SP} \quad \text{dove} \quad \varepsilon_{SP} = \varepsilon_P - 0,0035 \cdot (d - X) / X$$

ε_P = deformazione del trefolo i-mo per la precompressione

$0,0035 \cdot (d - X) / X$ deformazione del trefolo diagramma delle deformazioni

Le tensioni nella armatura dolce

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{se} \quad \varepsilon_s \leq f_{yd} / E_s \quad ; \quad \sigma_s = f_{yd} \quad \text{se} \quad f_{yd} / E_s < \varepsilon_s < 0,01$$

Per diagramma parabola rettangolo con rottura nel cls $\varepsilon_C = 0.0035$

$$\int \sigma dA = f_{cd} \cdot A_C - f_{cd} \cdot A_{Cl} / 6$$

$$A_C = 129 + 16.5 \cdot X$$

$$A_{Cl} = x \cdot 0,002 / 0,0035 \cdot (2 \cdot t) \quad ; \quad t \text{ spessore ala tegolo}$$

La tensione nella armatura dolce in un primo tentativo la consideriamo pari a quella di snervamento

$$0,8 \cdot f_{cd} \cdot (129 + 16.5 \cdot X) - 361176 - f_{yd} \cdot (A'_s - A_s) = 0 \quad X = 89 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 0.8 \cdot 390 \cdot (129 + 16.5 \cdot 89) \cdot (89/2 + 14) + 361176 \cdot 4.5 + 3910 \cdot 8.96 \cdot 125 = 35162062 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$M_{rd} > M_{MAX} = 343912 \text{ daN} \cdot \text{m}$ La verifica è soddisfatta

Il tegolo ha una lunghezza maggiore di 20 m , per queste strutture di coperture si rende necessaria una analisi dinamica verticale , che presenta dei problemi poiché il tegolo è a inerzia variabile ;

L'equazione differenziale delle vibrazioni libere di una trave omogenea a sezione costante



$$EI \cdot V^{IV} + \mu \cdot V^{II} = 0 \quad ; \quad \mu \text{ massa distribuita a metro lineare}$$

Mediante la posizione

$$V(z,t) = g(t) \cdot f(z)$$

$$V^{IV} = g(t) \cdot f(z)^{IV} \quad \text{derivata rispetto a } z \quad ;$$

$$V^{II} = g(t)^{II} \cdot f(z) \quad \text{derivata rispetto al tempo}$$

$$g(t) \cdot EI \cdot f(z)^{IV} + g(t)^{II} \cdot \mu \cdot f(z) = 0$$

possiamo separare le variabili

$$-g(t)/g(t)^{II} = \mu/EI \cdot f(z)/f(z)^{IV}$$

ottenendo le due equazioni

$$g(t)^{II} + \omega^2 \cdot g(t) = 0$$

$$f(z)^{IV} - \alpha^4 \cdot f(z) = 0$$

$$\text{avendo posto } \omega^2 = EI/\mu \cdot f(z)^{IV}/f(z)$$

$$\alpha^4 = \omega^2 \cdot \mu/EI$$

$$\text{la soluzione } n \quad f(z) = A \cdot \sin \alpha z + B \cdot \cos \alpha z + C \cdot \sinh \alpha z + D \cdot \cosh \alpha z$$

imponendo le condizioni ai limiti

$$z=0 \quad f(0)=0 \quad ; \quad f''(0)=0 \qquad z=L \quad f(L)=0 \quad ; \quad f''(L)=0$$

si ottiene il sistema

$$B + D = 0$$

$$-\alpha^2 B + \alpha^2 D = 0$$

$$A \sin \alpha L + B \cos \alpha L + C \sinh \alpha L + D \cosh \alpha L = 0$$

$$-A \alpha^2 \sin \alpha L - B \alpha^2 \cos \alpha L + C \alpha^2 \sinh \alpha L + D \alpha^2 \cosh \alpha L = 0$$

il cui determinante deve essere nullo

$$\sin \alpha L \sinh \alpha L = 0$$

$$\alpha L = n \pi \quad ; \quad \alpha^4 = n^4 \pi^4 / L^4$$

le pulsazioni fondamentali

$$\omega_n = n^2 \pi^2 / L^2 \sqrt{EI / \mu} \quad T = 2 \pi / \omega \quad ; \quad \text{la frequenza } f = 1 / T$$

$$\text{la deformata } f(z) = \sum A_n \sin(n \pi z / L)$$

Si può far riferimento ad un valore medio della inerzia della sezione che tenga conto della variabilità della altezza del tegolo, che per sezione rettangolare

$$I(z) = c (h^3) \quad ; \quad \text{va definita la funzione } h(z)$$

in modo da poter calcolare anche la freccia allo SLU

$$f = 5 / 384 Q L^4 / (EI_m) \quad ; \quad Q = 2280 \text{ daN/ml}$$

La variabilità della sezione del tegolo è definita da un arco di cerchio avente raggio 115 m, corda 30 m e altezza centrale $h = 140 \text{ cm}$; nei bordi l'altezza è pari a 45 cm di conseguenza $h(z) = 45 + f(z)$ che nella mezzeria la freccia $f(15) = 95 \text{ cm}$. E? qualcosa di molto simile al picchettamento delle curve circolari determinandone le ascisse ed ordinate

$$f(z) = Y(\alpha) = R (1 - \cos \alpha) \quad ; \quad X(\alpha) = R \sin \alpha \quad ; \quad \alpha = \arcsin(X/R)$$

$$\text{essendo } R \gg \text{ poniamo } \alpha = (X/R) \quad Y(x) = R (1 - \cos(x/r))$$

$$I(m) = c [(45 + \int (R (1 - \cos(\arcsin x/r)))^3 dx) / L]$$

L luce trave 30 m ; Raggio $R = 115 \text{ m}$ estremi di integrazione (-15;15)

Non ci dilunghiamo in calcoli matematici eseguiamo la analisi dinamica verticale tramite una modellazione FEM per conci che definiscono la variabilità della altezza del tegolo determinando anche le deformazioni allo stato limite di esercizio. La dimensione di ciascun concio 375 cm ; i conci agli appoggi 187.5 cm



Caratteristiche geometriche:

Sezione 1 $X = 15 \text{ m}$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_3	
Proprieta	Valore
G	1.2626, 0.77566
C	1.26886, 1.87595
P0	1.26215, 0.747126
A	0.507602
I _{xx}	0.132704
I _{yy}	0.338398
I _{xy}	0.00201789
W _x	0.171085
W _y	0.267183
Wpl _x	0.236564
Wpl _y	0.381581
I _e	0.338418
I _n	0.132684
α _{at}	-89.438
W _e	0.266377
W _n	0.168529
Wpl _e	0.38158
Wpl _n	0.236541
Jt	0.00272465
Ip	0.471102
F. tors. q	172.904
Bimom.	0.0166961

Fattori di taglio	
Proprieta	Valore
γ _x	3.42149
γ _y	2.23604
γ _{xy}	6.5413e-05

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprieta	Valore
γ _z	2.23615
γ _n	3.42138
γ _{zn}	0.0115619

Sezione 2 $X = 11.25 \text{ m}$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_10	
Proprieta	Valore
G	1.26737, 0.64552
C	1.26692, 1.53043
P0	1.26988, 0.60942
A	0.452559
I _{xx}	0.0771576
I _{yy}	0.312785
I _{xy}	5.86482e-05
W _x	0.119528
W _y	0.246799
Wpl _x	0.171257
Wpl _y	0.346248
I _e	0.312785
I _n	0.0771575
α _{at}	-89.9857
W _e	0.246778
W _n	0.119471
Wpl _e	0.346248
Wpl _n	0.171257
Jt	0.00239594
Ip	0.389943
F. tors. q	162.751
Bimom.	0.0139574

Fattori di taglio	
Proprieta	Valore
γ _x	2.83974
γ _y	2.65697
γ _{xy}	0.00625276

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprieta	Valore
γ _z	2.65696
γ _n	2.83975
γ _{zn}	-0.00620727

Sezione 3 $X = 7.5 \text{ m}$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_9	
Proprieta	Valore
G	1.26705, 0.550156
C	1.26671, 1.25932
P0	1.26928, 0.507314
A	0.422861
I _{xx}	0.048572
I _{yy}	0.296329
I _{xy}	5.19249e-05
W _x	0.0882876
W _y	0.233874
Wpl _x	0.131409
Wpl _y	0.324158
I _e	0.296329
I _n	0.048572
α _{at}	-89.988
W _e	0.233861
W _n	0.0882461
Wpl _e	0.324158
Wpl _n	0.131409
Jt	0.00227685
Ip	0.344901
F. tors. q	151.482
Bimom.	0.0111636

Fattori di taglio	
Proprieta	Valore
γ _x	2.44545
γ _y	3.2776
γ _{xy}	0.00570772

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprieta	Valore
γ _z	3.2776
γ _n	2.44545
γ _{zn}	-0.00588212

Sezione 4 $X = 3.75 \text{ m}$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_19	
Proprieta	Valore
G	1.26637, 0.40452
C	1.2663, 0.856094
P0	1.2681, 0.359261
A	0.380442
I _{xx}	0.0196138
I _{yy}	0.267878
I _{xy}	3.90555e-05
W _x	0.0484865
W _y	0.211532
Wpl _x	0.0770826
Wpl _y	0.289447
I _e	0.267878
I _n	0.0196138
α _{at}	-89.991
W _e	0.211527
W _n	0.0484633
Wpl _e	0.289447
Wpl _n	0.0770826
Jt	0.00215738
Ip	0.287491
F. tors. q	133.259
Bimom.	0.00631652

Fattori di taglio	
Proprieta	Valore
γ _x	1.95887
γ _y	5.2033
γ _{xy}	0.00425404

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprieta	Valore
γ _z	5.2033
γ _n	1.95887
γ _{zn}	-0.00476444

Sezione 5 $X=0$

Proprietà della sezione Sezione calcolata 31	
Proprietà	Valore
G	1.26503, 0.216496
C	1.26535, 0.25295
P0	1.26544, 0.234042
A	1.02799
I _{xx}	0.0178401
I _{yy}	0.444621
I _{xy}	5.84233e-05
W _x	0.0732645
W _y	0.35147
W _{plx}	0.116536
W _{ply}	0.581825
I _x	0.444621
I _y	0.0178401
α _{ax}	-89.9922°
W _z	0.35147
W _x	0.0732249
W _{plx}	0.581825
W _{ply}	0.116536
J _t	0.0596908
I _p	0.462462
F. tors. q	7.74762
Binom.	0.00542171

Fattori di taglio	
Proprietà	Valore
γ _x	1.16887
γ _y	3.08311
γ _{xy}	-0.000413525

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprietà	Valore
γ _x	3.08311
γ _y	1.16887
γ _{xy}	0.000151479

Il tegolo è caricato per la combinazione relativa allo SLE

Il carico allo SLE sul tegolo

$$Q = G_K + G_{SK} + Q_K = 2275 \text{ daN/ml}$$

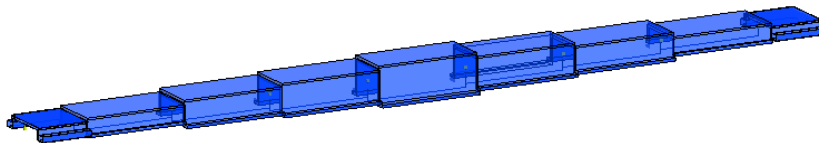
$$Q = G_K + G_{SK} = 1300 \text{ daN/ml}$$

Peso proprio $G_K = 1225 \text{ daN/ml}$

Carico permanente $G_{SK} = 75 \text{ daN/ml}$

Carico variabile da neve $Q_K = 975 \text{ daN/ml}$

Modellazione FEM



Periodi sisma verticale

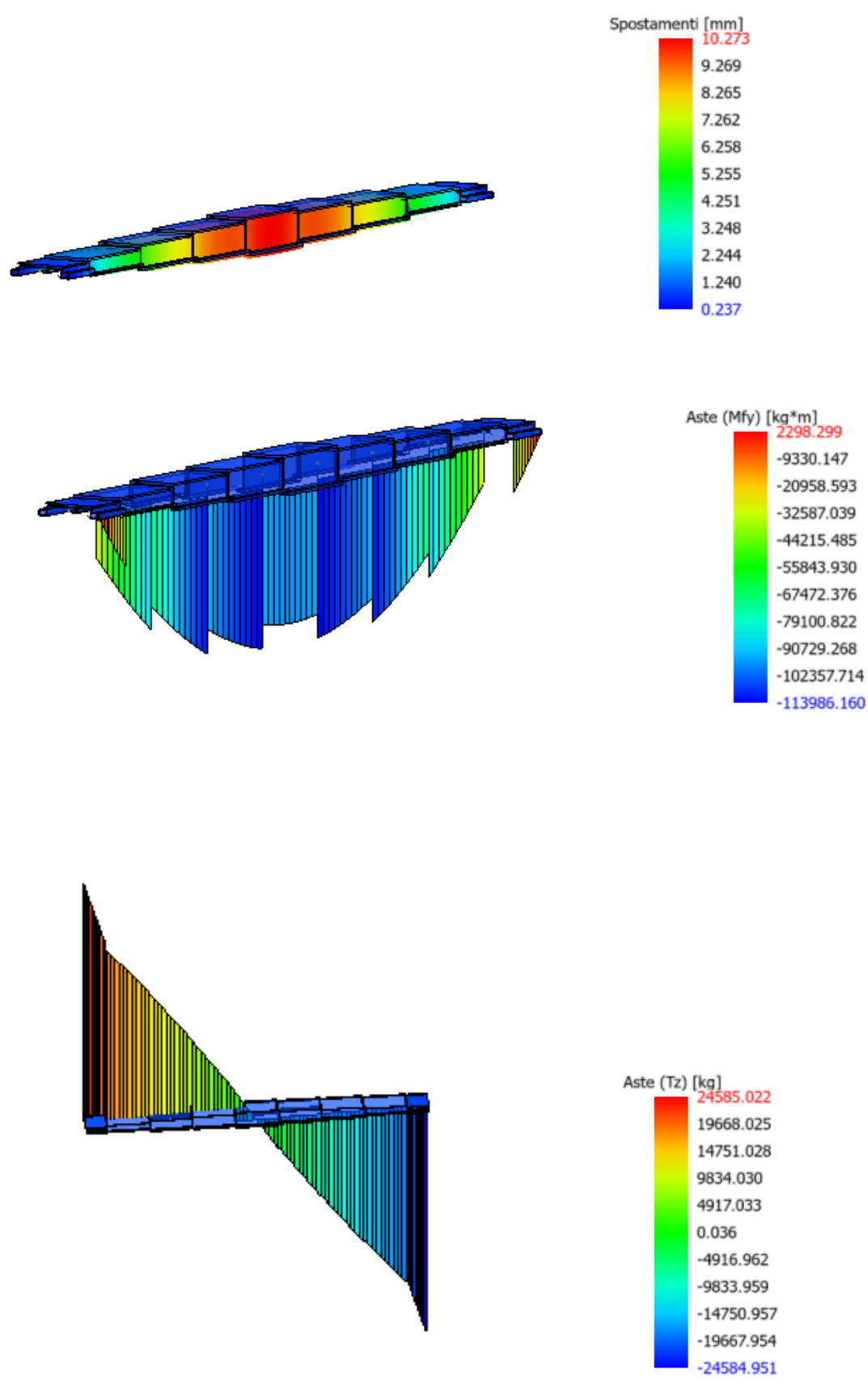
frequenza $f = 6,349 \text{ Hz}$

Sisma Verticale

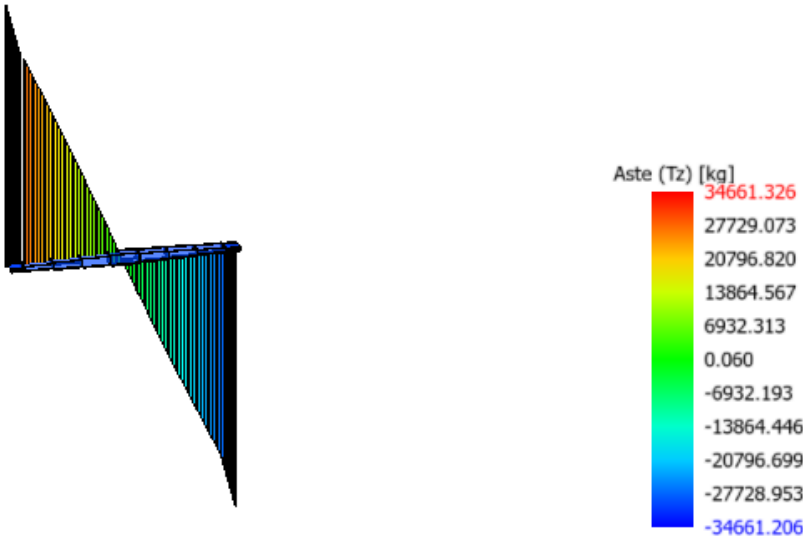
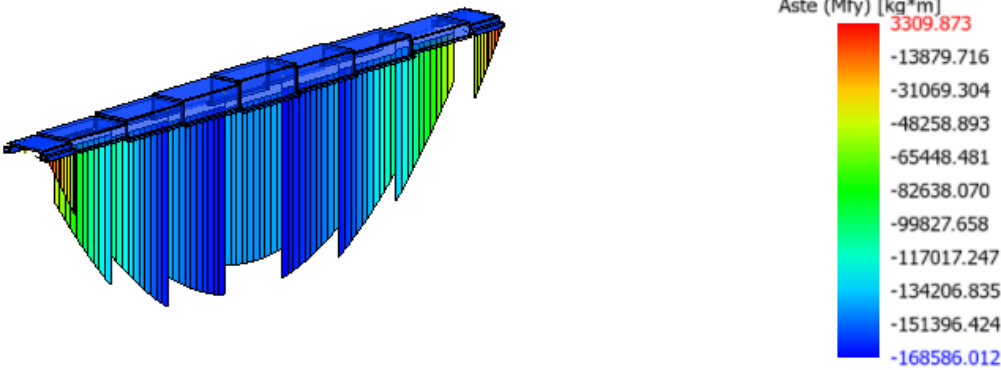
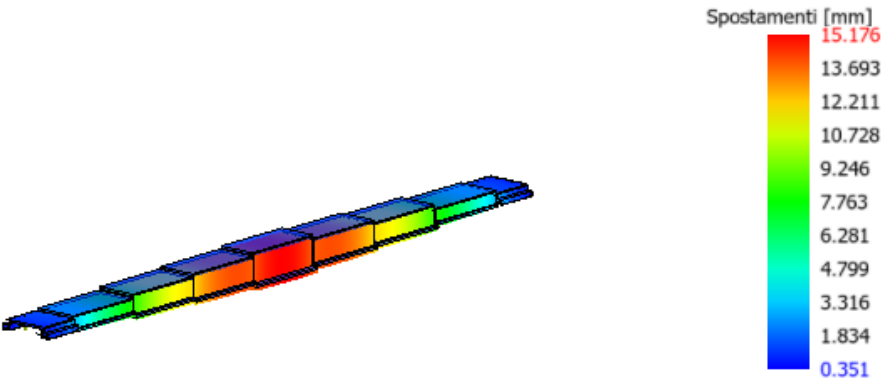
Numero di Frequenze calcolate =8, filtrate=4

N	T	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
	s		kgm*g	
		SVert.	SVert.	SVert.
1(1)	0.1575	-54.352	28970	82.53
2(3)	0.0220	17.358	2955	8.42
3(5)	0.0110	10.149	1010	2.88
4(7)	0.0075	14.863	2166	6.17
Somma delle Masse Modali [kgm*g]			35101	
Masse strutturali libere [kgm*g]			35101	
Percentuale			100.00	100.00

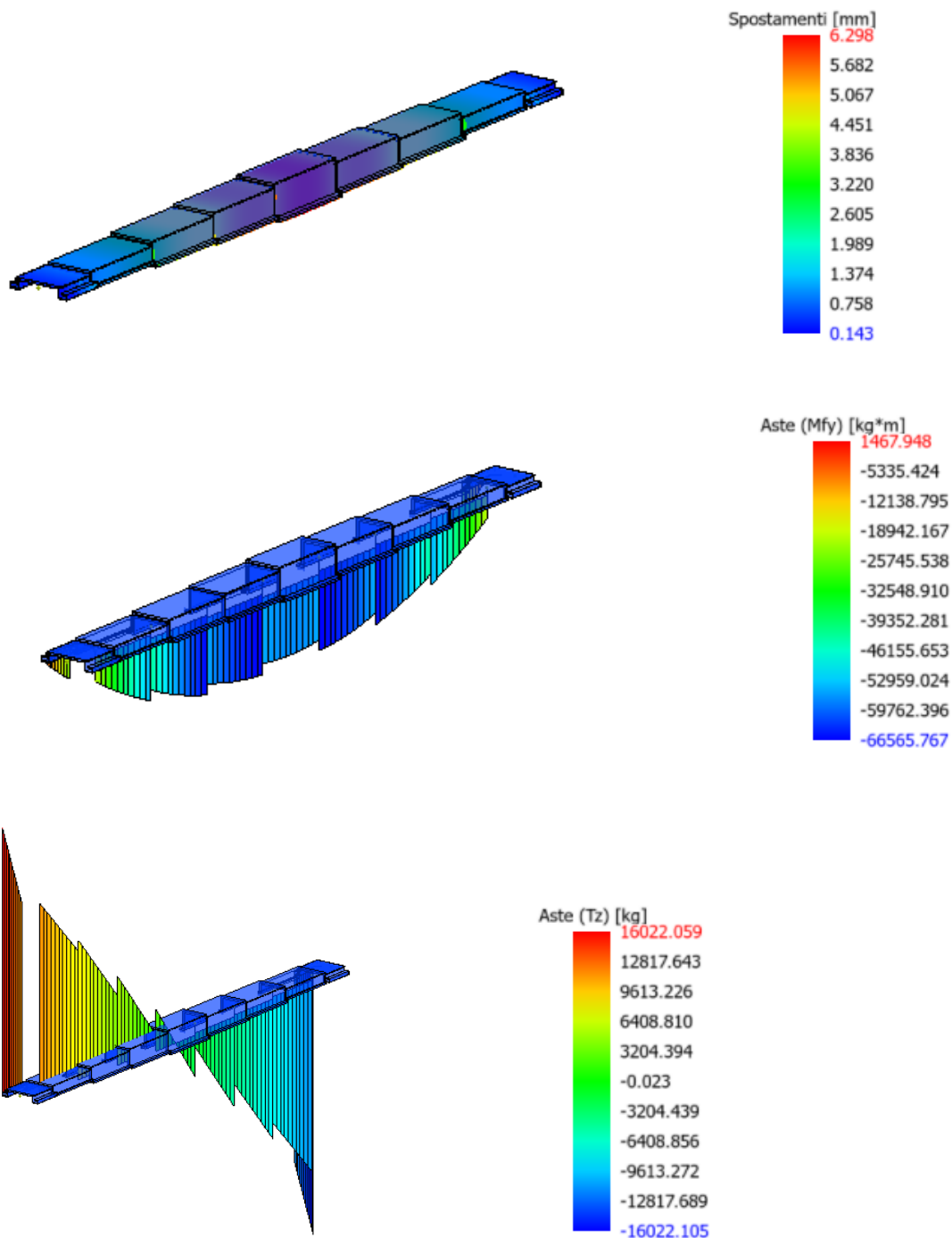
Deformata e Momento flettente e Taglio carichi permanenti



Deformata e Momento flettente e Taglio carichi permanenti e carico da neve



Deformata e Momento flettente e Taglio Sisma verticale



La freccia in mezzeria per carico permanente $\delta = 1 \text{ cm} < L/500 = 6 \text{ cm}$

La freccia in mezzeria per carico permanente e da neve $\delta = 1,5 \text{ cm} < L/500 = 6 \text{ cm}$

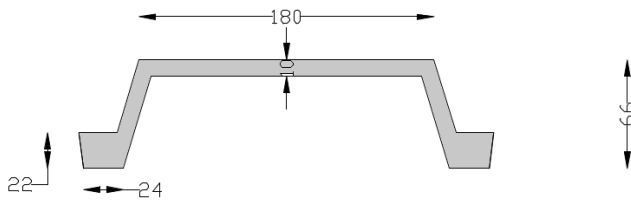
La freccia in mezzeria sisma verticale $\delta = 0,6 \text{ cm} < L/500 = 6 \text{ cm}$

La freccia $f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 5/384 * 22,75 * 3000^4 / (390000 * 17031692) = 3.16 \text{ cm}$
 $f = 3,16 \text{ cm} \approx 2 * \delta = 3 \text{ cm}$

La variabilità della sezione del tegolo determina una variabilità della rigidezza e del carico dovuto al peso proprio $G_K = 2500 * 0,5 = 1225 \text{ daN/ml}$ $I_m =$

Verifica a taglio

La tensione tangenziale a taglio sull'asse neutro $\tau = V/I \cdot S/b = 47,17 \text{ daN/cm}^2$



Sezione in prossimità dell'appoggio $Y_G = 40 \text{ cm}$

$I = 1961390 \text{ cm}^4$ $b = 20 \text{ cm}$; $V = 45855 \text{ daN}$; $S = 40360 \text{ cm}^3$

Resistenza a trazione diretta (N/ mm ²)						
f_{ck}	50	60	70	80	90	100
f_{ctm}	3,66	4,02	4,37	4,70	5,01	5,31
$f_{ctk,min}$	2,49	2,73	2,97	3,20	3,41	3,61
$f_{ctk,max}$	4,83	5,31	5,77	6,20	6,61	7,00

La tensione ammissibile a taglio per la quale non occorre armatura coincide con la resistenza a trazione del calcestruzzo $f_{ctm} = 40,2 \text{ daN/cm}^2$ per C 50-60 ; va ridotta del coefficiente parziale $\gamma = 1,5$ $f_{ctdm} = 40,2/1,5 = 26,8 < 31,09 \text{ daN/cm}^2$

Occorre predisporre armatura a taglio che consiste in staffe inserite nelle due ali verticali che determiniamo con la solita formula proposta dalle NTC

staffe $\alpha = 73^\circ$ $\sin \alpha = 0,9573$ $\cot \alpha = 0,78482$ FeB450C

$\cot \theta = 1$ $\theta = 45^\circ$ inclinazione lesione $f_{yd} = 3910 \text{ daN/cm}^2$

$V_{RDS} = f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot 0,9 \cdot h/s \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 58849 \text{ daN} > 45855 \text{ daN}$

Ipotizziamo staffe $\phi 10$ passo $s = 20 \text{ cm}$ $A_{sw} = 4 \cdot 0,79 = 3,16 \text{ cm}^2$

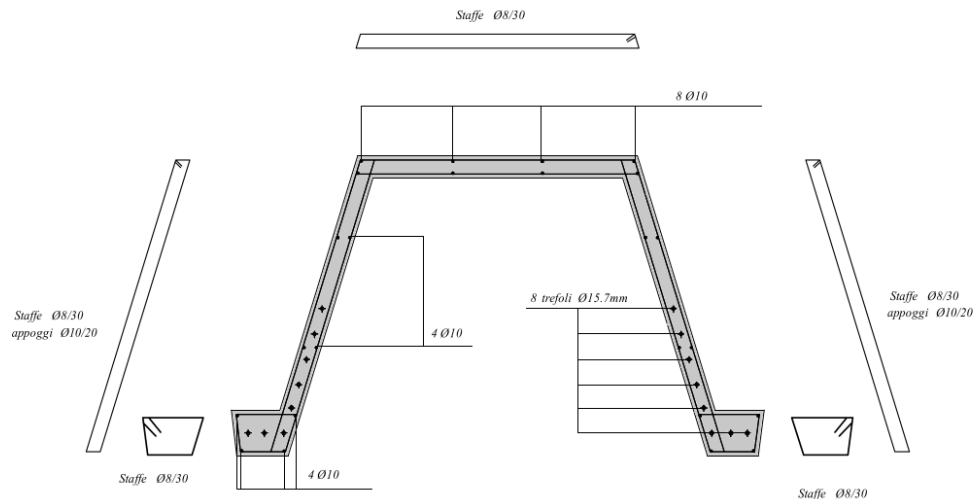
in corrispondenza dell'appoggio $h = 63 \text{ cm}$

La verifica della biella compressa $v = 0,5$ $\alpha_c = 1,25$

$V_{RDC} = 0,9 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} \cdot v \cdot \alpha_c \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot \theta^2) = 178301 \text{ daN} > 45855 \text{ daN}$

$f_{cd} = 600 \cdot 0,85 \cdot 0,83 / 1,5 = 282 \text{ daN/cm}^2$

Armatura tegolo



Eseguiamo il calcolo per altre 2 tipologie di tegolo

Tegolo Pi-Greco

Facciamo riferimento agli stessi valori dei momenti flettenti visti per la struttura precedente, ed eseguiamo la verifica al taglio dei fili ed in fase di esercizio.

Caratteristiche geometriche della sezione di cls

Area $A = 7350 \text{ cm}^2$; $Y_G = 71,78 \text{ cm}$ $I = 5.069.575 \text{ cm}^4$

Il cavo risultante ha ordinata $Y_P = 15 \text{ cm}$

Diametro trefolo $\phi = 15 \text{ mm}$ $A = 1.93 \text{ cm}^2$ Area = 23.16 cm^2 $e = 56,78 \text{ cm}$

Lo sforzo di precompressione $P = 23.16 \cdot 14880 = 344620 \text{ daN}$

Peso proprio $G_K = 1837 \text{ daN/mq}$

Carico permanente $G_{SK} = 75 \text{ daN/mq}$

Carico variabile da neve $Q_K = 800 \text{ daN/mq}$

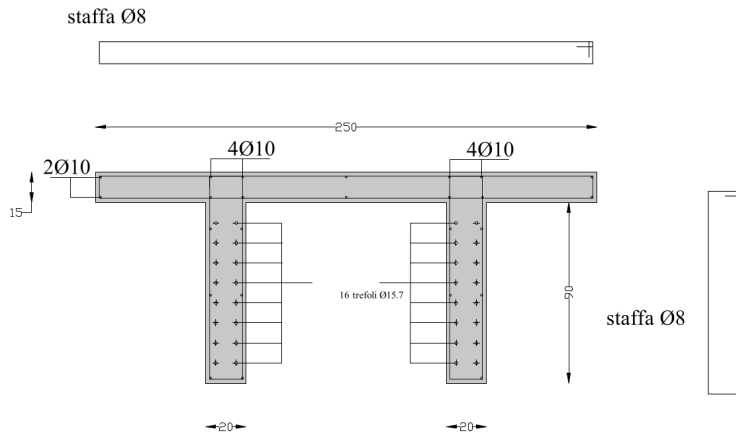
SLU $Q = 3963 \text{ daN/ml}$; SLE $Q = 2712 \text{ daN/ml}$

Sollecitazioni Tegolo in opera e al taglio dei fili

$M = 445837 \text{ dNm}$; $M_O = 206662 \text{ daN} \cdot \text{m}$ $L = 30 \text{ m}$

$V = 59445 \text{ daN}$; $V_O = 27555 \text{ daN}$

La geometria ed armatura lenta e di precompressione del tegolo è la seguente



Caratteristiche geometriche della sezione di cls

Area $A = 7350 \text{ cm}^2$; $Y_G = 71,78 \text{ cm}$ $I = 5.069.575 \text{ cm}^4$

Dobbiamo determinare P ed e tramite due valori nulli della tensione di trazione in fase di tiro e esercizio

$$\sigma_s = 1,25 \cdot P/A - 1,25 \cdot P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M_o \cdot (H - Y_g)/I = 0$$

$$\sigma_t = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0$$

$M = 445837 \text{ daN} \cdot \text{m}$; momento in opera

$M_o = 206662 \text{ daN} \cdot \text{m}$; momento al taglio dei cavi solo peso proprio

Lo sforzo di precompressione al taglio dei cavi è amplificato di 1,25 per tener conto delle perdite di tensione.

$$P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0 \quad P = M \cdot Y_g / (I/A + e \cdot Y_g)$$

$$1,25 \cdot M \cdot Y_g / I / (1/A + e \cdot Y_g/I) / A - 1,25 \cdot M \cdot Y_g / I / (1/A + e \cdot Y_g/I) \cdot e \cdot (H - Y_g)/I +$$

$$M_o \cdot (H - Y_g)/I = 0$$

$$1,25 \cdot M \cdot Y_g / (I \cdot A) - 1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot e \cdot (H - Y_g) + M_o \cdot (H - Y_g) \cdot (1/A + e \cdot Y_g/I) / I = 0$$

$$e = [1,25 \cdot M \cdot Y_g / (I \cdot A) - M_o \cdot (H - Y_g) / (I \cdot A)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g / I^2]$$

$$e = 1 / (A \cdot I^3) [1,25 \cdot M \cdot Y_g - M_o \cdot (H - Y_g)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g / I^2]$$

$$e = 1 / (7350 \cdot 5069575) \cdot (1,25 \cdot 44583700 \cdot 71,78 - 20666200 \cdot (105 - 71,78)) / (1,25 \cdot 44583700 \cdot 71,78 / 5069575^2 \cdot (105 - 71,78) - 20666200 \cdot (105 - 71,78) \cdot 71,78 / 5069575^2) = 27,73 \text{ cm}$$

Il cavo risultante ha ordinata $Y_P = 44.05 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$

$$P = M*Y_g/(I/A + e*Y_g) = 44583700*71.78/(5069575/7350 + 45*71.78) =$$
$$P = 816405 \text{ daN} \quad \text{in fase di tiro} \quad P = 1020506 \text{ daN}$$

si utilizzano 32 trefoli $\phi = 15,7 \text{ mm}$ area $1,93 \text{ cmq}$ composto da sette fili

Il cavo risultante ha ordinata $Y_P = 45 \text{ cm}$

$$\text{Diametro trefolo } \phi = 15 \text{ mm} \quad A = 1.93 \text{ cmq} \quad \text{Area} = 61.76 \text{ cmq} \quad e = 27 \text{ cm}$$

$$\text{Lo sforzo di precompressione } P = 61.76 * 14880 = 918988 \text{ daN}$$

Le cadute di tensione per deformazione di compressione del tegolo :

$$\sigma_C = P/A + P*e^2/I - M*e/I =$$

$$= 918988/7350 + 918988*27^2/5069575 - 20666200*27/5069575 = 147 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_s = 2100000*0,0003 = 730 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_C = 0,00015 = \varepsilon_s$$

$$P = 918988 - 45074 = 873904 \text{ daN}$$

Le nuove caratteristiche geometriche della sezione

$$A = 7350 + (15-1)*61.76 + (15-1)*26*0.79 = 8502 \text{ cm}^2 \quad e = 23.75 \text{ cm}$$

$$Y_G = (7350*71.78 + 14*61.76*45 + 14*20*0.79*52.5 + 6*(15-1)*0.79*97.5)/8502 = 68.75 \text{ cm}$$

$$I = 5069575 + 7350*3.03^2 + 14*61.76*23.75^2 + 14*20*0.79*16.25^2 + 6*(15-1)*0.79*28.75^2$$
$$= 5738026 \text{ cm}^4$$

Verifiche al tiro

$$\sigma_I = P/A + P*e*Y_g/I - M*Y_g/I \leq 0,7*f_{ckj}$$

$$\sigma_S = P/A - P*e*(H-Y_g)/I + M*(H-Y_g)/I \leq f_{ctm}/1,2$$

il taglio dei fili viene eseguito dopo, 14 giorni $f_{ckj} = f_{ck} = 558 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) - 8 = 520 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cm}(t) = \beta*f_{cm} = 478 \text{ daN/cm}^2 \quad \beta = \exp \{s[1-(28/t)]\} = 0,92 \quad t = 14 \text{ gg} ; \quad s = 0,20$$

In fase di tiro il carico agente sul tegolo è solo il peso proprio nella pista di tensione

viene data una lieve monta o controfreccia , la verifica è per uno stato limite ultimo
 $M_O = 182483 \text{ daN}\cdot\text{m}$;

$$\sigma_I = 873904/8502 + 873904 \cdot 23.75 \cdot 68.75/5738026 - 20666200 \cdot 68.75/5738026 = 103 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = 873904/8502 - 873904 \cdot 23.75 \cdot 36.25/5738026 + 20666200 \cdot 36.25/5738026 = 102 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione tutta compressa

Le perdite di tensione per travi in c.a.p. a cavi aderenti

-Ritiro-Fluage

-Deformazione elastica

-Rilassamento acciaio

Facciamo riferimento al cavo risultante

$$\Delta\sigma_S = E_S \cdot \varepsilon_s + (n \cdot \varphi \cdot \sigma_{CI}) + [k \cdot \sigma_{SI} \cdot (\sigma_{SI}/f_{ptk} - 0,5)^2] =$$

$$= 2100000 \cdot 0.000125 + 150 + 2.5 = 415 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{CI} = P/A + P \cdot e^2/I - M \cdot e/I =$$

$$= 873904/8502 + 873904 \cdot 23.75^2/5738026 - 44583700 \cdot 23.75/5738026 = 4.16 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad E_C = 390000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \varphi = 2,4 ; n = 15$$

$$f_{ptk} = 18600 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \sigma_{SI} = 14880 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_s = 0.000125$$

$$\Delta P = 25630 \text{ daN} ; \text{ nuovo sforzo di precompressione } P = 848275 \text{ daN}$$

Verifica in opera $M = 305100 \text{ daN}\cdot\text{m}$ *SLE*

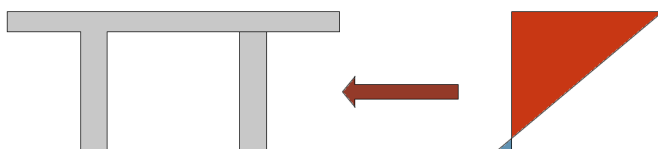
$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I \leq f_{ctm}/1,2 = 40/1,2 = 33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M \cdot (H - Y_g)/I \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

$$\sigma_I = 848275/8502 + 848275 \cdot 23.75 \cdot 68.75/5738026 - 30510000 \cdot 68.75/5738026 = -24 > -330 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = 848275/8502 - 848275 \cdot 23.75 \cdot 36.25/5738026 + 30510000 \cdot 36.25/5738026 = 165 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

Diagramma tensioni in opera esercizio



Verifica a rottura Calcolo M_{RD}

La verifica a rottura della sezione è immediata , dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava la posizione dell'asse neutro

$$\int \sigma dA - P + \sum \sigma_{si} * A_{si} = 0$$

nella sezione è presente armatura dolce superiore e inferiore di diametro ϕ 12 mm

$$A'_s = 5 \text{ cm}^2 = 4\phi 12 \text{ armatura inferiore}$$

$$A'_s = 7,11 \text{ cm}^2 = 9 \phi 10 \text{ armatura superiore}$$

La rottura si verifica per schiacciamento cls ovvero $\epsilon_c = 0,0035$

La risultante degli sforzi di compressione $C = \int \sigma dA$ è pari

$$C = \int \sigma dA = f_{cd} * 250 * 15 + 0,8 f_{cd} * 40 * (X - 15)$$

*La equazione di equilibrio $f_{cd} = 600 * 0,83 * 0,85 / 1,5 =$*

$$0,8 f_{cd} * 250 * X + 7,11 * 3910 - 848275 - 5 * 3910 = 0$$

$$X = (848275 + 5 * 3910 - 7,11 * 3910) / (0,8 * 282 * 250) = 14,89 \approx 15 \text{ cm}$$

$$M_{RD} = 0,8 * 282 * 250 * 15 * 28,75 + 848275 * 23,75 + 7,11 * 3910 * 34,25 + 5 * 3910 * 66,75$$

$$M_{RD} = 467261 \text{ daN} * \text{m} > 445837 \text{ daN} * \text{m}$$

Verifica di deformabilità SLE

$$Q = 2712 \text{ daN} * \text{m} ; \quad \text{in assenza di neve } Q = 1912 \text{ daN} * \text{m} ;$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 12,78 \text{ cm} \approx < L/250 = 12 \text{ cm}$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 9,01 \text{ cm} < L/250 = 12 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni nel tegolo derivanti dal sisma verticale sono inferiori a quelle relative allo SLU

*il carico $Q = (Q \pm 0,5 * Q)$ in assenza di neve*

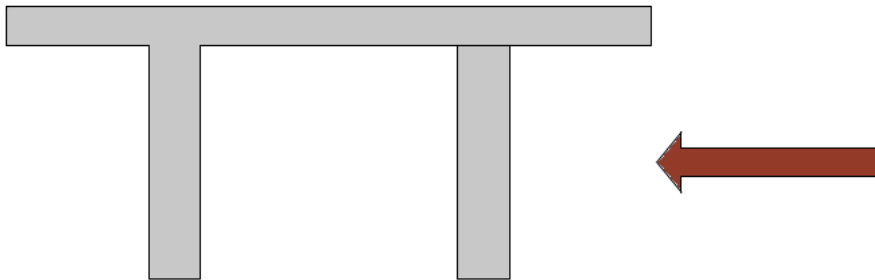
per cui si determina solo il periodo fondamentale per vedere se in occasione di eventi sismici il tegolo vibra paurosamente $\mu = 191,20 \text{ kg/cm} ; E = 3900000 \text{ N/cm}^2$

$$\omega = \pi^2 / L^2 * \sqrt{(EI/\mu)} = 3,75 \quad T = 2 * \pi / \omega = 1,67 \text{ sec} \quad \text{la frequenza } f = 1/T = 0,59 \text{ Hz}$$

La vibrazione del tegolo è eccessiva , si deve aumentare l'altezza

Verifica a taglio

La tensione tangenziale a taglio sull'asse neutro $\tau = V/I * S/b = 25,47 \text{ daN/cm}^2$



Sezione in prossimità dell'appoggio $Y_G = 40 \text{ cm}$

$$I = 5738026 \text{ cm}^4 \quad b = 40 \text{ cm} ; \quad V = 59445 \text{ daN} ; \quad S = 98374 \text{ cm}^3$$

Le NTC 2018 riporta le seguenti formule di verifica

$$V_{RD} \geq V_{SD} \text{ con}$$

$$V_{RD} = \max \{ [0,18 * k * (100 * f_{ck} * \rho_1)^{1/3} / \gamma_C + 0,15 * \sigma_{CP}] * h * b_w ; (v_{min} + 0,15 * \sigma_{CP}) * h * b_w \}$$

h altezza utile sezione ,

b base della trave o larghezza staffa

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione cls ,

$\gamma_C = 1,5$ coefficiente parziale

σ_{CP} tensione di precompressione

$$k = 1 + \sqrt{200/h} \leq 2$$

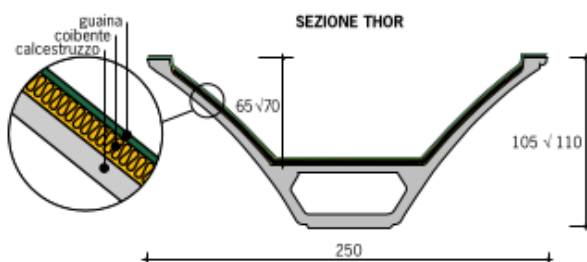
$$v_{min} = 0,0035 * k^{3/2} * \sqrt{f_{ck}}$$

ρ_1 rapporto di armatura $A_s/(b * h)$, A_s armatura tesa longitudinale

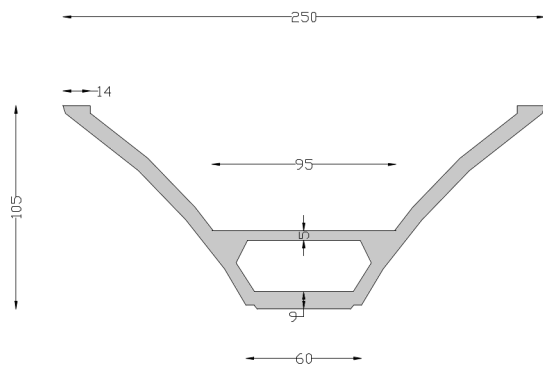
$$V_{RD} = 82410 + 61182 = 143592 \text{ daN} > 59445 \text{ daN}$$

Non occorre predisporre armatura a taglio

Eseguiamo il calcolo di un'altra tipologia di tegolo **THOR**



Caratteristiche geometriche della sezione calcolate con software free Dinamo



Proprietà	Valore
G	1.25163, 0.472639
C	1.25178, 0.0430473
P0	1.2519, 0.529877
A	0.326385
I _{xx}	0.0309163
I _{yy}	0.135611
I _{xy}	-2.17776e-05
W _x	0.0463641
W _y	0.108338
Wpl _x	0.0831926
Wpl _y	0.178914
I _t	0.135611
I _n	0.0309163
α _{xt}	89.9881°
W _t	0.108326
W _n	0.0463461
Wpl _t	0.178914
Wpl _n	0.0831926
J _t	0.00880505
I _p	0.166527
F. tors. q	18.9127
Bimom.	0.000382396

Proprietà	Valore
γ _x	1.8581
γ _y	3.09771
γ _{xy}	0.000601525

Proprietà	Valore
γ _t	3.09772
γ _n	1.8581
γ _{tn}	-0.000343674

I carichi sul tegolo

Peso proprio $G_K = 815 \text{ daN/mq}$

Carico permanente $G_{SK} = 75 \text{ daN/mq}$

Carico variabile da neve $Q_K = 800 \text{ daN/mq}$

SLU $Q = 2372 \text{ daN/ml}$; SLE $Q = 1690 \text{ daN/ml}$

Sollecitazioni Tegolo LUCE 30 m

Taglio dei fili $M_O = 91687 \text{ da Nm}$; $V_O = 1225 \text{ daN}$

SLE $M = 190125 \text{ da Nm}$; $V = 25350 \text{ daN}$

SLU $M = 266850 \text{ da Nm}$; $V = 35580 \text{ daN}$

Dimensionamento sforzo di precompressione e eccentricità

$$\sigma_s = 1,25 \cdot P/A - 1,25 \cdot P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M_o \cdot (H - Y_g)/I = 0 \quad \text{Taglio dei fili}$$

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0 \quad \text{in opera}$$

$$e = 1/(A \cdot I^2) [1,25 \cdot M \cdot Y_g - M_o \cdot (H - Y_g)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g/I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g/I^2]$$

$$P = M \cdot Y_g / (I/A + e \cdot Y_g) ;$$

$$A = 3262 \text{ cm}^2 ; I = 3091630 \text{ cm}^4 ; Y_G = 47,26 \text{ cm} \quad H = 105 \text{ cm}$$

$$e = 1/(3262 \cdot 3091630) \cdot (1,25 \cdot 26685000 \cdot 47,26 - 9168700 \cdot (105 - 47,26)) / (1,25 \cdot 26685000 \cdot 47,26 / 3091630^2 \cdot (105 - 47,26) - 9168700 \cdot (105 - 47,26) \cdot 47,26 / 3091630^2) = 15,03 \text{ cm}$$

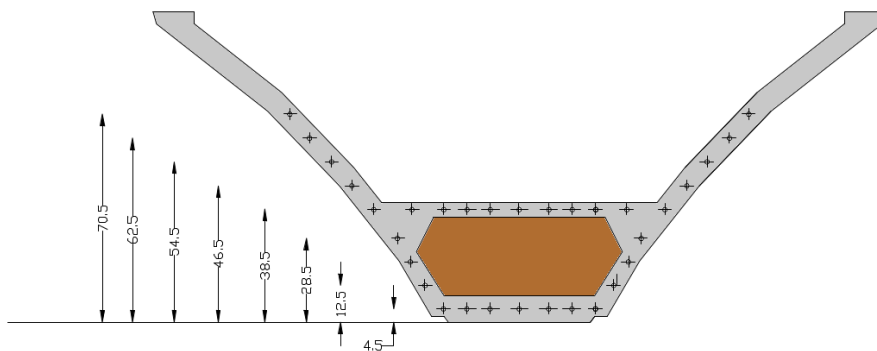
$$P = 26685000 \cdot 47,26 / (3091630 / 3262 + 15,03 \cdot 47,26) = 760594 \text{ daN}$$

$$Y_P = 32 \text{ cm} ; \quad e = 15 \text{ cm}$$

Trefolo 7 fili
Pr EN 10138

Diametro nominale	Resistenza	Massa	Sezione	Tolleranza sulla massa	Carico minimo di rottura	Carico massimo di rottura	Limite elastico a 0.1% di allungamento
mm	MPa	g/m	mm ²	%	kN	kN	kN
9.3	1860	406.1	52.0	± 2	96.7	111.0	83.2
9.6	1960	429.6	55.0	± 2	102.0	117.0	87.7
11.3	1860	585.8	75.0	± 2	140.0	161.0	120.0
12.5	1860	726.3	93.0	± 2	173.0	199.0	149.0
12.9	1860	781.0	100.0	± 2	186.0	214.0	160.0
15.2	1770	1086.0	139.0	± 2	246.0	283.0	212.0
15.2	1860	1086.0	139.0	± 2	259.0	298.0	223.0
15.7	1770	1172.0	150.0	± 2	266.0	306.0	229.0
15.7	1860	1172.0	150.0	± 2	279.0	321.0	240.0

Si utilizzano 32 trefoli $\phi = 12.9 \text{ mm}$ $A = 1.30 \text{ cm}^2$ disposti come in figura



La ordinata del baricentro dei trefoli

$$Y_P = (7 \cdot 1.22 \cdot 4.5 + 2 \cdot 1.22 \cdot 12.5 + 2 \cdot 1.22 \cdot 28.5 + 11 \cdot 1.22 \cdot 38.5 + 2 \cdot 1.22 \cdot 46.5 + 2 \cdot 1.22 \cdot 54.5 + 2 \cdot 1.22 \cdot 62.5 + 2 \cdot 1.22 \cdot 70.5) / (32 \cdot 1.22) = 31,40 \text{ cm}$$

Sezione omogeneizzata

Armatura dolce $4 \phi 10 + 4 \phi 10 + 4 \phi 10 + 4 \phi 10 = 12.64 \text{ cmq}$

$A_s = 3.16 \text{ cmq}$; $A'_s = 3.16 \text{ cmq}$; $A_L = 3.16 \text{ cmq}$; $A''_s = 3.16 \text{ cmq}$

Area $A = 3262 + 15 * 1.3 * 32 + 12.64 * 15 = 4075 \text{ cmq}$

$Y_G = (3262 * 47.26 + 15 * 1.30 * 32 * 31.40 + 15 * 12.64 * 105/2) / 4075 = 45 \text{ cm}$

$I = 3091630 + 3262 * 2^2 + 15 * 1.30 * 32 * 12.73^2 + 15 * 12.64 * 7.3^2 = 3215902 \text{ cm}^4$

Lo sforzo iniziale di precompressione $P = 619008 \text{ daN}$; $e = 13.6 \text{ cm}$

Le cadute di tensione per deformazione di compressione del tegolo :

$$\sigma_C = P/A + P * e^2 / I - M * e / I =$$

$$= 619008 / 4075 + 619008 * 13.6^2 / 3215902 - 9168700 * 13.6 / 3215902 = 148 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_s = 2100000 * 0.00035 = 777 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_C = 0.00037 = \varepsilon_s$$

$$P = 619008 - 32323 = 586685 \text{ daN}$$

Al tegolo viene data una lieve monta o controfreccia , la verifica è per uno stato limite ultimo al taglio dei fili

$$M_O = 91687 \text{ daN} * \text{m} ;$$

$$\sigma_I = 586685 / 4075 + 586685 * 13.6^2 / 3215902 - 9168700 * 45 / 3215902 = 127 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 586685 / 4075 - 586685 * 13.06^2 / 3215902 + 9168700 * 60 / 3215902 = 172 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione tutta compressa

Le perdite di tensione per travi in c.a.p. a cavi aderenti

-Ritiro-Fluage

-Deformazione elastica

-Rilassamento acciaio

Facciamo riferimento al cavo risultante

$$\Delta \sigma_s = E_s * \varepsilon_s + (n * \varphi * \sigma_{CI}) + [k * \sigma_{SI} * (\sigma_{SI} / f_{ptk} - 0.5)^2] =$$

$$= 2100000 * 0.000125 + 960 + 2.5 = 1125 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{CI} = P/A + P * e^2 / I - M * e / I =$$

$$= 586685 / 4075 + 586685 * 13.6^2 / 3215902 - 26685000 * 13.6 / 3215902 = 64 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad E_C = 390000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \varphi = 2,4 ; n = 15$$

$$f_{ptk} = 18600 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \sigma_{SI} = 14880 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_s = 0.000125$$

$$\Delta P = 50960 \text{ daN} ; \text{ nuovo sforzo di precompressione } P = 535725 \text{ daN}$$

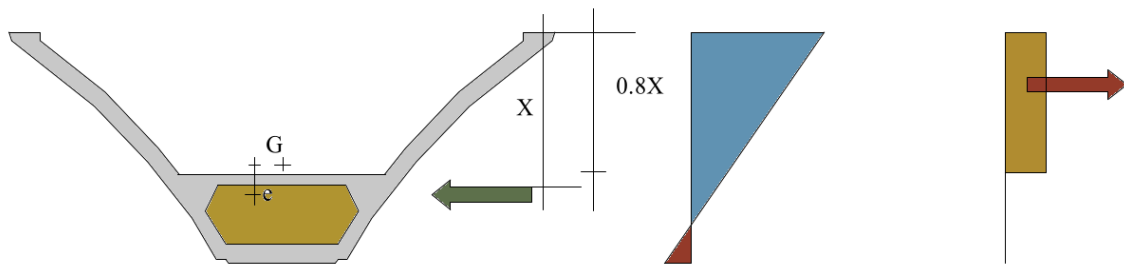
$$\text{Verifica in opera } M = 190125 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{SLE}$$

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g / I - M \cdot Y_g / I \leq f_{ctm} / 1,2 = 40 / 1,2 = 33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g) / I + M \cdot (H - Y_g) / I \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

$$\sigma_I = 535725 / 4075 + 535725 \cdot 13,6 \cdot 45 / 3215902 - 19012500 \cdot 45 / 3215902 = -32 > -33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = 535275 / 4075 - 535275 \cdot 13,06 \cdot 60 / 3215902 + 19012500 \cdot 60 / 3215902 = 355 < 390 \text{ daN/cm}^2$$



Verifica a rottura Calcolo M_{RD}

La verifica a rottura della sezione è immediata, dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava la posizione dell'asse neutro

$$\int \sigma dA - P + \sum \sigma_{SI} \cdot A_{si} = 0$$

nella sezione è presente armatura dolce superiore e inferiore di diametro $\phi 12 \text{ mm}$

$$A'_s = 11,2 \text{ cm}^2 = 10 \phi 12 \text{ armatura inferiore}$$

$$A_s = 11,2 \text{ cm}^2 = 10 \phi 12 \text{ armatura superiore}$$

La rottura si verifica per schiacciamento cls ovvero $\varepsilon_c = 0,0035$

La risultante degli sforzi di compressione $C = \int \sigma dA$ è pari

$$C = \int \sigma dA = f_{cd} \cdot 2 \cdot 11 \cdot 40,6 + f_{cd} \cdot 114 \cdot (0,8X - 40,6)$$

$$\text{La equazione di equilibrio } f_{cd} = 600 \cdot 0,83 \cdot 0,85 / 1,5 = 282 \text{ daN/cm}^2$$

$$282*2*11*40.6 + 282*113.7*(0.8*X-40.6) + 3.16*3910 - 535275 - 3.16*3910 = 0$$

$$X = (-282*2*11*40.6 + 282*113.7*40.6 + 535275) / (0.8*282*113.7) = 61.79 \text{ cm}$$

$$M_{RD} = 282*2*11*40.6*40 + 282*114*(0.8*61.70-40.6)*4 + 535275*13.6 + 2*3910*11.2*100$$

$$M_{RD} = 273299 > 266850 \text{ da Nm ;}$$

Verifica di deformabilità SLE

$$Q = 1690 \text{ daN*m ; in assenza di neve } Q = 890 \text{ daN*m ;}$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 14.21 \text{ cm} > L/250 = 12 \text{ cm}$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 7.48 \text{ cm} < L/250 = 12 \text{ cm}$$

Il carico da neve considerato è 320 daN/mq relativo ad una copertura piane per un altezza della neve fresca pari a circa 3.20 m che effettivamente nel corso della storia della città di Castel di Sangro non si è mai verificata.

$$\text{Considerando un carico } Q = 1540 \text{ daN*m ; } Q_n = 320*0.8*2.5 = 650 \text{ daN/ml}$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 12.95 \text{ cm} = L/250 = 12 \text{ cm}$$

Le sollecitazioni nel tegolo derivanti dal sisma verticale sono inferiori a quelle relative allo SLU

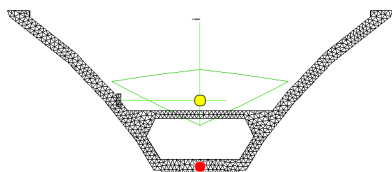
*il carico $Q = (Q \pm 0,5 * Q)$ in assenza di neve*

per cui si determina solo il periodo fondamentale per vedere se in occasione di eventi sismici il tegolo vibra paurosamente $\mu = 191.20 \text{ kg/cm}$; $E = 3900000 \text{ N/cm}^2$

$$\omega = \pi^2 / L^2 * \sqrt{EI / \mu} = 4.05 \quad T = 2 * \pi / \omega = 1,55 \text{ sec} \quad \text{la frequenza } f = 1/T = 0.64 \text{ Hz}$$

La vibrazione del tegolo è eccessiva , si deve aumentare l'altezza , e lievemente gli spessori anche per lo stato tensionale derivante dalla flessione

Verifica a taglio



La tensione tangenziale a taglio sulla fibra baricentrica

$$Y_g = 45 \text{ cm} \quad \tau = V/I * S/b = 2,33 \text{ daN/cm}$$

Sezione in prossimità dell'appoggio $Y_G = 40 \text{ cm}$

$$I = 3215902 \text{ cm}^4 \quad b = 113 \text{ cm} ; \quad V = 35580 \text{ daN} ; \quad S = 23147 \text{ cm}$$

La tensione tangenziale la calcoliamo per $b = 22 \text{ cm}$,

$$I = 3215902 \text{ cm}^4 \quad b = 113 \text{ cm} ; \quad V = 35580 \text{ daN} ; \quad S = 18131 \text{ cm}$$

$$\tau = V/I * S/b = 9.38 \text{ daN/cm}$$

Le NTC 2018 riporta le seguenti formule di verifica

$$V_{RD} \geq V_{SD} \text{ con}$$

$$V_{RD} = \max\{[0,18 * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{1/3} / \gamma_C + 0,15 * \sigma_{CP}] * h * b_w ; (v_{min} + 0,15 * \sigma_{CP}) * h * b_w\}$$

h altezza utile sezione ,

b base della trave o larghezza staffa

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione cls ,

$\gamma_C = 1,5$ coefficiente parziale

σ_{CP} tensione di precompressione

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)} \leq 2$$

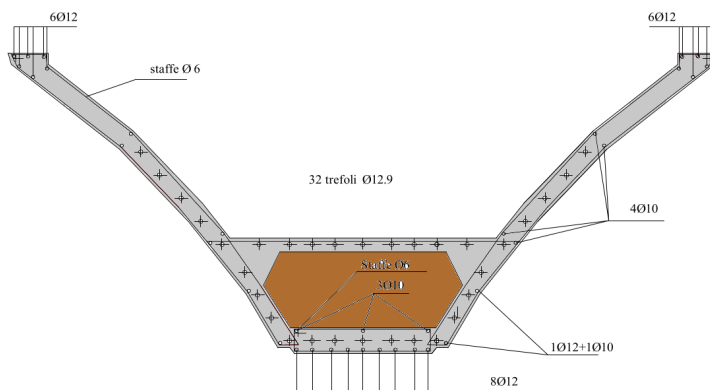
$$v_{min} = 0,0035 * k^{3/2} * \sqrt{f_{ck}}$$

ρ_l rapporto di armatura $A_s / (b * h)$, A_s armatura tesa longitudinale

$$V_{RD} = 83710 + 55234 = 222654 \text{ daN} > 59445 \text{ daN}$$

Non occorre predisporre armatura a taglio

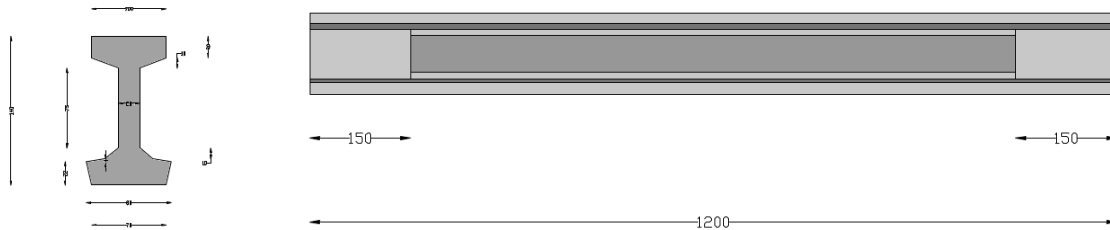
Riportiamo la armatura del tegolo THOR



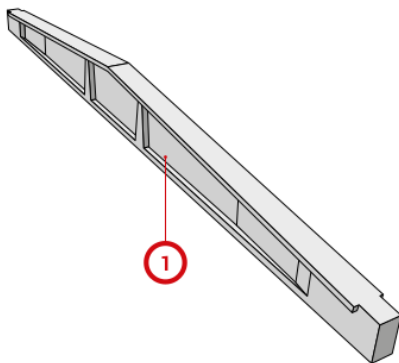
9-Progetto travi portanti

Per i capannoni industriali in funzione della orditura della copertura prefabbricata esistono due tipologie di travi portanti :

-Trave portante per tegoli a profilo variabile trasversale

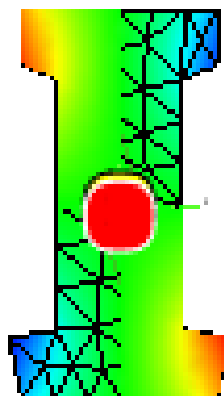


-Trave portante per tegoli a sezione costante longitudinale:



La trave portante del capannone oggetto di modellazione è inserita in una maglia di telaio 30x12 m ed ha le seguenti caratteristiche geometriche

Proprietà della sezione Sezione calcolata 1	
Proprietà	Valore
G	0.399998, 0.680458
C	0.400052, 0.656758
P0	0.400091, 0.697603
A	0.757502
I _{xx}	0.146367
I _{yy}	0.0218078
I _{xy}	0
W _x	0.205996
W _y	0.0545199
W _{plx}	0.294399
W _{ply}	0.108251
I _x	0.146367
I _y	0.0218078
α _{st}	0
W _x	0.205996
W _y	0.0545199
W _{plx}	0.294399
W _{ply}	0.108251
I _x	0.146367
I _y	0.0218078
I _p	0.168175
F. tors. q	4.20036
Bimom.	0.00360853
Fattori di taglio	
Proprietà	Valore
γ _x	1.52805
γ _y	1.38996
γ _{xy}	8.16186e-05
Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprietà	Valore
γ _x	1.52805
γ _y	1.38996
γ _{xy}	8.16186e-05



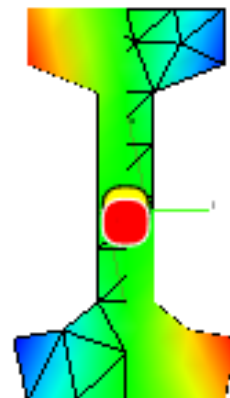
tratto di trave lungo 1,5 m agli appoggi

$$A = 7575 \text{ cm}^2 ; Y_G = 68,94 \text{ cm} \quad I = 14636700 \text{ cm}^4$$

Proprietà della sezione Sezione calcolata_3	
Proprietà	Valore
G	0.400024, 0.680935
C	0.399787, 0.635929
P0	0.399819, 0.70039
A	0.551152
I _{xx}	0.134381
I _{yy}	0.0159626
I _{xy}	0
W _x	0.186909
W _y	0.039904
Wpl _x	0.251199
Wpl _y	0.0743291
I _z	0.134381
I _η	0.0159626
α _{az}	0
W _z	0.186909
W _η	0.039904
Wpl _z	0.251199
Wpl _η	0.0743291
J _t	0.012481
I _p	0.150344
F. tors. q	12.0458
Bimom.	0.00426624

Fattori di taglio	
Proprietà	Valore
γ _x	1.64771
γ _y	2.05908
γ _{xy}	0.00110508

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprietà	Valore
γ _z	1.64771
γ _η	2.05908
γ _{zn}	0.00110508



tratto di trave lungo 1.5 m agli appoggi

$$A = 5511 \text{ cm}^2 ; Y_G = 68,09 \text{ cm} \quad I = 13433110 \text{ cm}^4$$

Il tegolo larghezza 2,50 m poggia sulla trave e porta i seguenti carichi e trasmette il taglio V

Il carico allo SLU sul tegolo Luce 30 m

$$Q = 1,3 \cdot G_K + 1,5 \cdot G_{SK} + 1,5 \cdot Q_K = 3057 \text{ daN/ml}$$

$$V \approx 45000 \text{ daN}$$

Il carico allo SLE sul tegolo Luce 30 m

$$Q = G_K + G_{SK} + Q_K = 2280 \text{ daN/ml}$$

$$V \approx 34200 \text{ daN}$$

Il peso proprio della trave $G_K = 1377 \text{ daN/ml}$

Il carico sulla trave

$$\text{SLU} \quad Q = (45000/2.5) + 1,3 \cdot G_K \approx 20000 \text{ daN/ml}$$

$$\text{SLE} \quad Q = (34200/2.5) + G_K \approx 15000 \text{ daN/ml}$$

Le sollecitazioni

$$\text{Taglio dei fili} \quad M_O = 24786 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Mezzeria} \quad \text{SLU} \quad M \approx 360000 \text{ daN} \cdot \text{m} ; \quad \text{SLE} \quad M \approx 270000 \text{ daN} \cdot \text{m} ;$$

$$\text{Appoggio} \quad \text{SLU} \quad V = 120000 \text{ daN} ; \quad \text{SLE} \quad V = 90000 \text{ daN} ;$$

Dimensionamento sforzo di precompressione e eccentricità

$$\sigma_s = 1,25 \cdot P/A - 1,25 \cdot P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M_o \cdot (H - Y_g)/I = 0 \quad \text{Taglio dei fili}$$

$$\sigma_l = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0 \quad \text{in opera}$$

$$e = 1/(A \cdot I) [1,25 \cdot M \cdot Y_g - M_o \cdot (H - Y_g)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g/I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g/I^2]$$

$$P = M \cdot Y_g / (I/A + e \cdot Y_g) ;$$

$$A = 5511 \text{ cm}^2 ; I = \text{cm}^4 ; Y_G = 68,09 \text{ cm} \quad H = 140 \text{ cm}$$

$$e = 1/(5511 \cdot 13433110) \cdot (1,25 \cdot 36000000 \cdot 68,09 - 2478600 \cdot (140 - 68,09)) / (1,25 \cdot 36000000 \cdot 68,09 / 13433110^2 \cdot (140 - 68,09) - 2478600 \cdot (140 - 68,09) \cdot 68,09 / 13433110^2) = 33,78 \text{ cm}$$

$$P = 36000000 \cdot 68,09 / (13433110 / 5511 + 33,78 \cdot 68,09) = 517402 \text{ daN}$$

$$Y_P = 34 \text{ cm} ; e = 34 \text{ cm}$$

Trefolo 7 fili
Pr EN 10138

Diametro nominale	Resistenza	Massa	Sezione	Tolleranza sulla massa	Carico minimo di rottura	Carico massimo di rottura	Limite elastico a 0,1% di allungamento
mm	MPa	g/m	mm ²	%	kN	kN	kN
9.3	1860	406.1	52.0	± 2	96.7	111.0	83.2
9.6	1960	429.6	55.0	± 2	102.0	117.0	87.7
11.3	1860	585.8	75.0	± 2	140.0	161.0	120.0
12.5	1860	726.3	93.0	± 2	173.0	199.0	149.0
12.9	1860	781.0	100.0	± 2	186.0	214.0	160.0
15.2	1770	1086.0	139.0	± 2	246.0	283.0	212.0
15.2	1860	1086.0	139.0	± 2	259.0	298.0	223.0
15.7	1770	1172.0	150.0	± 2	266.0	306.0	229.0
15.7	1860	1172.0	150.0	± 2	279.0	321.0	240.0

Disponiamo un area di trefoli pari a 41 cmq ovvero 41 trefoli $A = 1 \text{ cm}^2$

$$\phi = 11,3 \text{ mm}$$

$P_o = 610800 \text{ daN}$ Area 41 cmq disposti come in figura

$$Y_P = (9 \cdot 1 \cdot 5 + 9 \cdot 1 \cdot 15 + 5 \cdot 1 \cdot 25 + 3 \cdot 1 \cdot 35 + 3 \cdot 1 \cdot 45 + 3 \cdot 1 \cdot 55 + 3 \cdot 1 \cdot 65 + 3 \cdot 1 \cdot 75 + 3 \cdot 1 \cdot 85) / 41 = 33,78 \text{ cm}$$

Caratteristiche sezione omogenea

$$\text{Armatura dolce } 20 \phi 10 \quad \text{Area} = 5511 + 41 \cdot 15 + 20 \cdot 15 \cdot 0,79 = 6363 \text{ cm}^2$$

$$Y_G = (5511 \cdot 68,09 + 41 \cdot 15 \cdot 33,78 + 20 \cdot 15 \cdot 0,79 \cdot 70) / 6363 = 64,84 \text{ cm}$$

$$e = 30,84 \text{ cm}$$

$$I = 13433110 + 5511 \cdot 3,25^2 + 41 \cdot 15 \cdot 30,84^2 + 20 \cdot 15 \cdot 0,79 \cdot 5,16^2 = 14082560 \text{ cm}^4$$

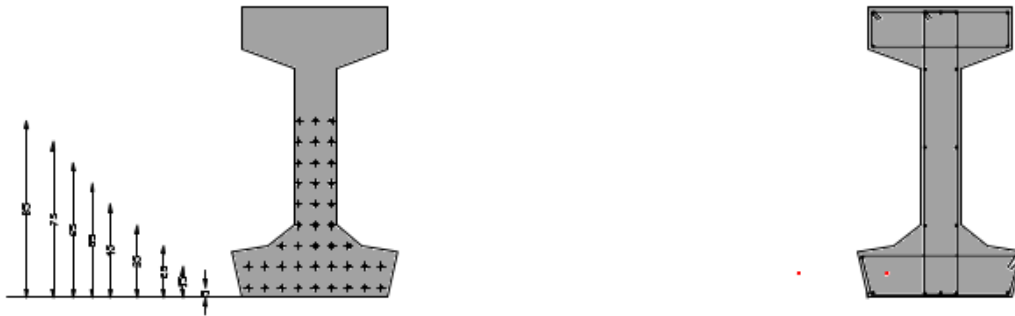
Le cadute di tensione per deformazione di compressione della trave :

$$\sigma_c = P/A + P \cdot e^2/I - M \cdot e/I = 610800/6363 + 610800 \cdot 30.84^2/14082560 +$$

$$-2478600 \cdot 30.84/14082560 = 131 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_s = 2100000 \cdot 0,0003 = 618 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_c = 0,0003 = \varepsilon_s$$

$$P = 610800 - 25338 = 585462 \text{ daN}$$



Alla trave viene data una lieve monta o controfreccia , la verifica è per uno stato limite ultimo al taglio dei fili

$$M_0 = 24786 \text{ daN} \cdot \text{m} ;$$

$$\sigma_t = 585462/6363 + 585462 \cdot 30.84 \cdot 64.84/14082560 - 2478600 \cdot 64.84/14082560 =$$

$$= 163 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 585462/6363 - 585462 \cdot 30.84 \cdot 75.15/14082560 + 2478600 \cdot 75.15/14082560 =$$

$$8.87 > -33 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione verificata

Le perdite di tensione per travi in c.a.p. a cavi aderenti

-Ritiro-Fluage

-Deformazione elastica

-Rilassamento acciaio

Facciamo riferimento al cavo risultante

$$\Delta \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s + (n \cdot \varphi \cdot \sigma_{CI}) + [k \cdot \sigma_{SI} \cdot (\sigma_{SI}/f_{ptk} - 0,5)^2] =$$

$$= 2100000 \cdot 0.000125 + 780 + 2.5 = 1045 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{CI} = P/A + P \cdot e^2/I - M \cdot e/I =$$

$$= 585462/6363 + 585462 \cdot 30.84^2/14082560 - 36000000 \cdot 30.84/14082560 = 52 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_S = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad E_C = 390000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \varphi = 2,4 ; n = 15$$

$$f_{ptk} = 18600 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \sigma_{SI} = 14880 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_s = 0.000125$$

$$\Delta P = 42845 \text{ daN} ; \text{ nuovo sforzo di precompressione } P = 542617 \text{ daN}$$

$$\text{Verifica in opera } M = 360000 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{SLE}$$

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I \leq f_{ctm}/1,2 = 40/1,2 = 33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M \cdot (H - Y_g)/I \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

$$\sigma_I = 542617/6363 + 542617 \cdot 30.84 \cdot 64.84/14082560 - 36000000 \cdot 64.84/14082560 =$$

$$= -3.42 > -33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_S = 542617/6363 - 542617 \cdot 30.84 \cdot 75.15/14082560 + 36000000 \cdot 75.15/14082560 =$$

$$= 188 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a rottura Calcolo M_{RD}

La verifica a rottura della sezione è immediata, dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava la posizione dell'asse neutro

$$\int \sigma dA - P + \sum \sigma_{SI} \cdot A_{si} = 0$$

nella sezione è presente armatura dolce superiore e inferiore di diametro $\phi 12 \text{ mm}$

$$A'_s = 10 \text{ cm}^2 = 10 \phi 12 \text{ armatura inferiore}$$

$$A_s = 10 \text{ cm}^2 = 10 \phi 12 \text{ armatura superiore}$$

La rottura si verifica per schiacciamento cls ovvero $\varepsilon_C = 0,0035$

La risultante degli sforzi di compressione $C = \int \sigma dA$ è pari

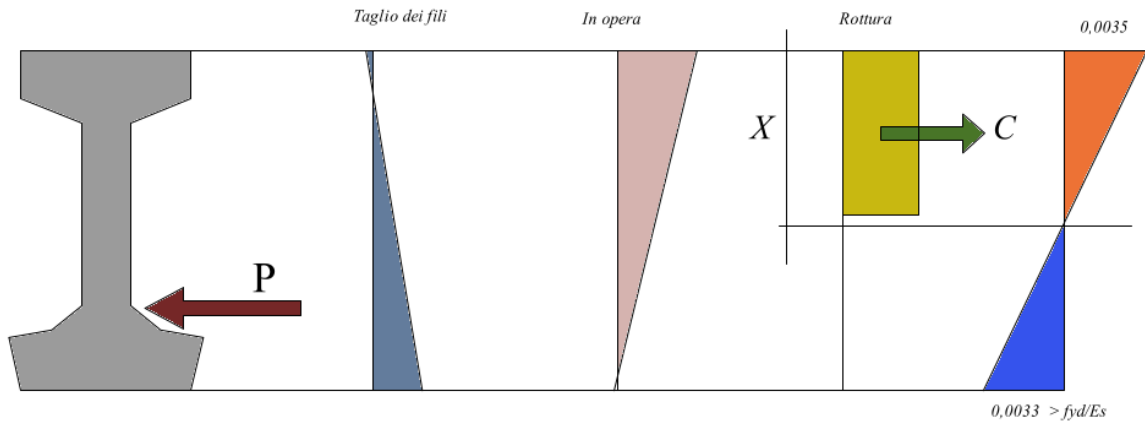
$$C = \int \sigma dA = f_{cd} \cdot 70 \cdot 20 + f_{cd} \cdot 70 \cdot 5 + f_{cd} \cdot 20 \cdot (0.8 \cdot X - 30)$$

La equazione di equilibrio $f_{cd} = 282 \text{ daN/cm}^2$

$$493500 - 169200 + 4512 \cdot X + 5.6 \cdot 3910 - 542617 - 5.6 \cdot 3910 = 0$$

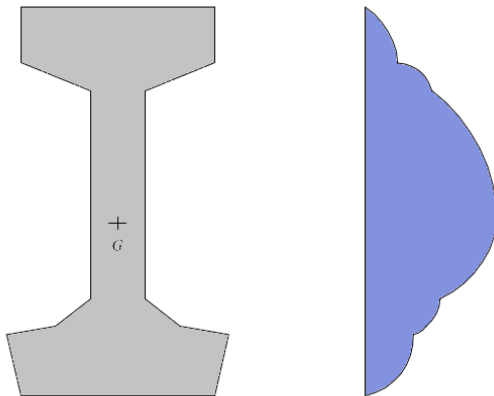
$$X = 218317/4512 = 48.38 \text{ cm} \quad 0.8 \cdot X = 38.7$$

$$M_{rd} = 282 \cdot 1400 \cdot 65.15 + 282 \cdot 70 \cdot 5 \cdot 50.15 + 282 \cdot 20 \cdot 8.7 \cdot 40.8 + 542617 \cdot 30.84 + 22.4 \cdot 3910 \cdot 136 = 613187 \text{ daN} \cdot \text{m} > 3600000 \text{ daN} \cdot \text{m}$$



Verifica a taglio

La tensione tangenziale a taglio sulla fibra baricentrica



$$Y_g = 45 \text{ cm} \quad \tau = V/I \cdot S/b = 119 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione in prossimità dell'appoggio $z = 1.50 \text{ M}$ $Y_G = 64.84 \text{ cm}$

$$I = 14082560 \text{ cm}^4 \quad b = 20 \text{ cm} ; \quad V = 120000 \text{ daN} ; \quad S = 109665 \text{ cm}^3$$

$$\tau = V/I \cdot S/b = 46,72 \text{ daN/cm}^2$$

Le NTC 2018 riporta le seguenti formule di verifica

$$V_{RD} \geq V_{SD} \text{ con}$$

$$V_{RD} = \max \{ [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot f_{ck} \cdot \rho_l) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{CP}] \cdot h \cdot b_w ; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot h \cdot b_w \}$$

$$(0.18*2*(100*60*0.003)^{0.333/1.5} + 0.15*17)*1400*200$$

$$(0.18*2*(100*60*0.003)^{0.333/1.5} + 0.15*17)*1400*440$$

h altezza utile sezione ,

b base della trave o larghezza staffa

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione cls ,

$\gamma_C = 1,5$ coefficiente parziale

σ_{CP} tensione di precompressione

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,0035 * k^{3/2} * \sqrt{f_{ck}}$$

ρ_1 rapporto di armatura $A_s/(b*h)$, A_s armatura tesa longitudinale

$$V_{RD} = 88994 \text{ daN} \approx 90000 \text{ daN} \text{ sezione a } 1,50 \text{ m}$$

$$V_{RD} = 195786 \text{ daN} > 120000 \text{ daN} \text{ sezione all'appoggio}$$

Non occorre predisporre armatura a taglio

staffe agli appoggi per 2,50 m $\phi 8/10 \text{ cm}$ la restante parte della trave $\phi 8/25 \text{ cm}$

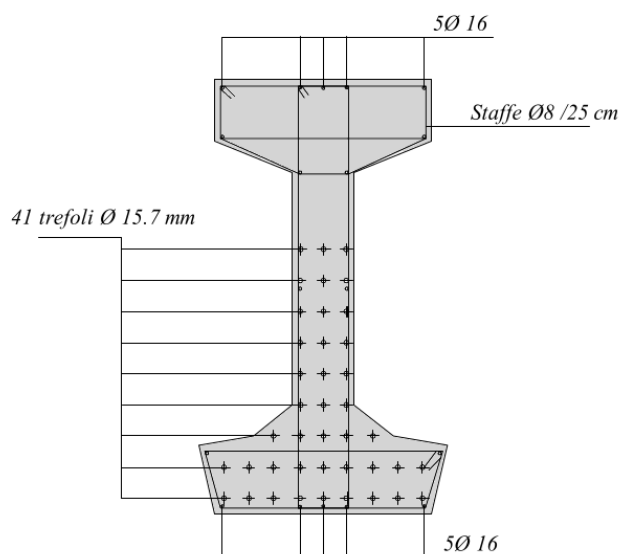
Verifiche di deformabilità

$$Q = 5050 \text{ daN*m} ; \quad I = 14669701 \text{ cm}^4$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 0,23 \text{ cm} < L/250 = 4,80 \text{ cm}$$

La verifica di vibrazione non è richiesta $L < 20 \text{ m}$

Armatura della sezione



Calcolo trave a profilo variabile

Le dimensioni d una trave a profilo variabile dipendono dalla maglia strutturale che modificando la orditura dei tegoli è 30x15 m ; il tegolo ha una luce di 15 metri di conseguenza i carichi sulla trave

Carico sul tegolo

Peso proprio $G_K = 1837 \text{ daN/mq}$

Carico permanente $G_{SK} = 75 \text{ daN/mq}$

Carico variabile da neve $Q_K = 800 \text{ daN/mq}$

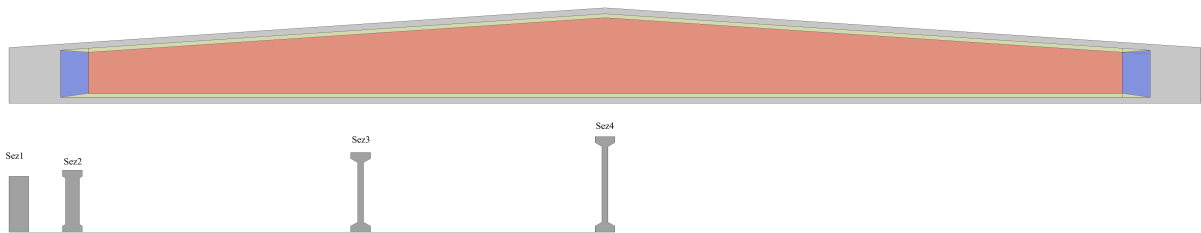
SLU $Q = 3963 \text{ daN/ml}$; SLE $Q = 2712 \text{ daN/ml}$

SLU $V = 11889 \text{ daN/ml}$; SLE $V = 8136 \text{ daN/ml}$

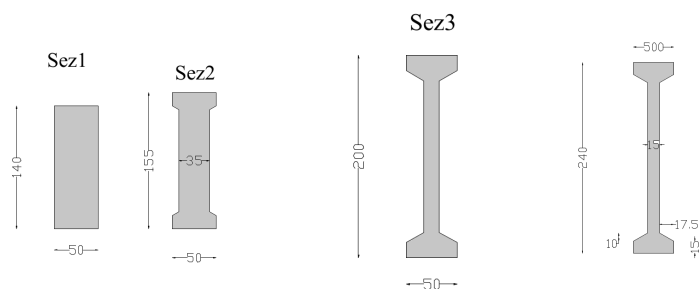
La trave di luce 30 m ha una pendenza del 6,67 %;



testata $H = 140 \text{ cm}$; $B = 50 \text{ cm}$ Mezzeria colmo $H = 240 \text{ cm}$; $B = 50 \text{ cm}$.
Profilo variabile e sezione della trave



Riportiamo le caratteristiche geometriche calcolate con il software dinamo delle 4 sezioni oggetto di verifica .

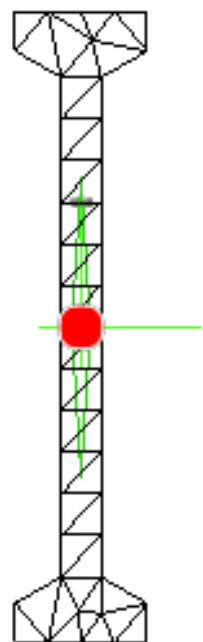


Riportiamo le caratteristiche geometriche della sezione di mezzeria

Proprietà della sezione Sezione calcolata 1	
Proprietà	Valore
G	0.25, 1.2
C	0.249935, 1.19989
P0	0.249762, 1.19999
A	0.5
I _{xx}	0.342083
I _{yy}	0.00439739
I _{xy}	0
W _x	0.285069
W _y	0.0175896
Wpl _x	0.369708
Wpl _y	0.0352292
I _z	0.342083
I _η	0.00439739
α _{az}	0
W _z	0.285069
W _η	0.0175896
Wpl _z	0.369708
Wpl _η	0.0352292
J _t	0.00545561
I _p	0.346481
F. tors. q	63.5091
Bimom.	0.00451806

Fattori di taglio	
Proprietà	Valore
γ _x	5.25411
γ _y	1.50188
γ _{xy}	0.000150472

Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprietà	Valore
γ _z	5.25411
γ _η	1.50188
γ _{zη}	0.000150472



$$A = 5000 \text{ cm}^2 \quad Y_g = 120 \text{ cm} \quad I = 34208300 \text{ cm}^4$$

Le sollecitazioni sulla trave su due appoggi : $L = 30 \text{ m}$

$$SLU \quad V = 11889 \text{ daN/ml} ; SLE \quad V = 8136 \text{ daN/ml}$$

Il carico dovuto al peso proprio è variabile per semplicità lo consideriamo costante

$$G_K = 1250 \text{ daN/ml} \quad M_O = 140625 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$SLU \quad Q = 13514 \text{ daN/ml} ; SLE \quad Q = 9386 \text{ daN/ml}$$

Sez. Z = 15 m

$$SLU \quad M = 1520325 \text{ daN/ml} ; SLE \quad M = 1055925 \text{ daN/ml} \quad V = 0$$

Sez. Z = 0

$$SLU \quad V = 202710 \text{ daN} ; SLE \quad V = 140790 \text{ daN/ml} \quad M = 0$$

Sez. Z = 9 m

$$SLU \quad M = 1277073 \text{ daN/ml} ; SLE \quad M = 82914 \text{ daN/ml}$$

$$SLU \quad V = 81084 \text{ daN} ; SLE \quad V = 56313 \text{ daN/ml} \quad M = 0$$

Dimensionamento sforzo di precompressione e eccentricità

$$\sigma_s = 1,25 \cdot P/A - 1,25 \cdot P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M_O \cdot (H - Y_g)/I = 0 \quad \text{Taglio dei fili}$$

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I = 0 \quad \text{in opera}$$

$$e = 1/(A \cdot I) [1,25 \cdot M \cdot Y_g - M_o \cdot (H - Y_g)] / [1,25 \cdot M \cdot Y_g / I^2 \cdot (H - Y_g) - M_o \cdot (H - Y_g) \cdot Y_g / I^2]$$

$$P = M \cdot Y_g / (I/A + e \cdot Y_g) ;$$

$$A = 5000 \text{ cm}^2 ; I = 34208300 \text{ cm}^4 ; Y_G = 120 \text{ cm} \quad H = 240 \text{ cm}$$

$$e = 1/(5000 \cdot 34208300) \cdot (1,25 \cdot 152032500 \cdot 120 - 14062500 \cdot 120) / (1,25 \cdot 152032500 \cdot 120 / 34208300^2 \cdot 120 - 14062500 \cdot 120^2 / 34208300^2) = 57 \text{ cm}$$

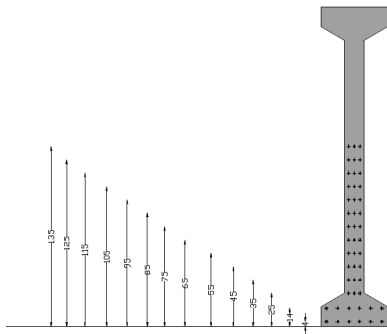
$$P = 152032500 \cdot 120 / (34208300 / 5000 + 57 \cdot 120) = 1333456 \text{ daN}$$

$$Y_P = 63 \text{ cm} ; e = 57 \text{ cm}$$

Si utilizzano 48 trefoli diametro ϕ 15,7 mm Area 1.93 cm² Area 92.64 cm²

$P = 1378483 \text{ daN}$ disposti come in figura

$$Y_P = (6 \cdot 1.93 \cdot 4 + 6 \cdot 1.93 \cdot 14 + 3 \cdot 1.93 \cdot 96) / 86.85 = 62.25 \text{ cm} ; e = 57.75 \text{ cm}$$



$$Y_P = 63 \text{ cm} ; e = 57 \text{ cm}$$

Caratteristiche sezione omogenea

$$\text{Armatura dolce } 16 \phi 10 \quad \text{Area} = 5000 + 92.64 \cdot 15 + 16 \cdot 15 \cdot 0.79 = 6579 \text{ cm}^2$$

$$Y_G = (5000 \cdot 120 + 92.64 \cdot 15 \cdot 63 + 16 \cdot 15 \cdot 0.79 \cdot 120) / 6579 = 107.96 \text{ cm} \approx 108 \text{ cm}$$

$$e = 44.96 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$I = 34208300 + 5000 \cdot 12^2 + 92.64 \cdot 15 \cdot 45^2 + 16 \cdot 15 \cdot 0.79 \cdot 12^2 = 37769542 \text{ cm}^4$$

Le cadute di tensione per deformazione di compressione della trave :

$$\sigma_C = P/A + P \cdot e^2 / I - M \cdot e / I = 1378483 / 6579 + 1378483 \cdot 45^2 / 37769542 + 14062500 \cdot 45 / 37769542 = 266 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_s = 2100000 \cdot 0,0006 = 1236 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_C = 0,0006 = \varepsilon_s$$

$$P = 1378483 - 114503 = 1263980 \text{ daN}$$

Alla trave viene data una lieve monta o controfreccia, la verifica è per uno stato limite ultimo al taglio dei fili

$$M_0 = 140625 \text{ daN} \cdot \text{m} ;$$

$$\sigma_I = 1263980/6579 + 1263980 \cdot 45 \cdot 108/37769542 - 14062500 \cdot 108/37769542 = 314 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1263980/6579 - 1263980 \cdot 45 \cdot 132/37769542 + 14062500 \cdot 132/37769542 = 42 \text{ daN/cm}^2 > -33 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione verificata tutta compressa

Le perdite di tensione per travi in c.a.p. a cavi aderenti

-Ritiro-Fluage

-Deformazione elastica

-Rilassamento acciaio

Facciamo riferimento al cavo risultante

$$\Delta \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s + (n \cdot \varphi \cdot \sigma_{CI}) + [k \cdot \sigma_{SI} \cdot (\sigma_{SI}/f_{ptk} - 0,5)^2] =$$

$$= 2100000 \cdot 0.000125 + 2130 + 2.5 = 2395 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{CI} = P/A + P \cdot e^2/I - M \cdot e/I = 1263980/6579 + 1263980 \cdot 45^2/37769542 +$$

$$-98561200 \cdot 45/37769542 = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad E_c = 390000 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \varphi = 2,4 ; n = 15$$

$$f_{ptk} = 18600 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \sigma_{SI} = 14880 \text{ daN/cm}^2 \quad \varepsilon_s = 0.000125$$

$$\Delta P = 221872 \text{ daN} ; \text{ nuovo sforzo di precompressione } P = 1072108 \text{ daN}$$

Verifica in opera $M = 986612 \text{ daN} \cdot \text{m}$ SLE

$$\sigma_I = P/A + P \cdot e \cdot Y_g/I - M \cdot Y_g/I \leq f_{ctm}/1,2 = 40/1,2 = 33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = P/A - P \cdot e \cdot (H - Y_g)/I + M \cdot (H - Y_g)/I \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

$$\sigma_I = 1072108/6579 + 1072108 \cdot 45 \cdot 108/37769542 - 105592500 \cdot 108/37769542 = -1 > -33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1072108/6579 - 1072108 \cdot 45 \cdot 132/37769542 + 105592500 \cdot 132/37769542 = 363 \text{ daN/cm}^2 < 390 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica a rottura Calcolo M_{RD}

La verifica a rottura della sezione è immediata, dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava la posizione dell'asse neutro

$$\int \sigma dA - P + \sum \sigma_{si} * A_{si} = 0$$

nella sezione è presente armatura dolce superiore e inferiore di diametro ϕ 12 mm

$$A'_s = 11,12 \text{ cm}^2 = 10 \phi 12 \text{ armatura inferiore}$$

$$A_s = 11,12 \text{ cm}^2 = 10 \phi 12 \text{ armatura superiore}$$

La rottura si verifica per schiacciamento cls ovvero $\epsilon_c = 0,0035$

La risultante degli sforzi di compressione $C = \int \sigma dA$ è pari

$$C = \int \sigma dA = f_{cd} * (15 * 50) + f_{cd} * (50 + 15) * 5 + f_{cd} * 15 * (0.8X - 25)$$

La equazione di equilibrio $f_{cd} = 700 * 0,85 / 1,5 = 396 \text{ daN/cm}^2$

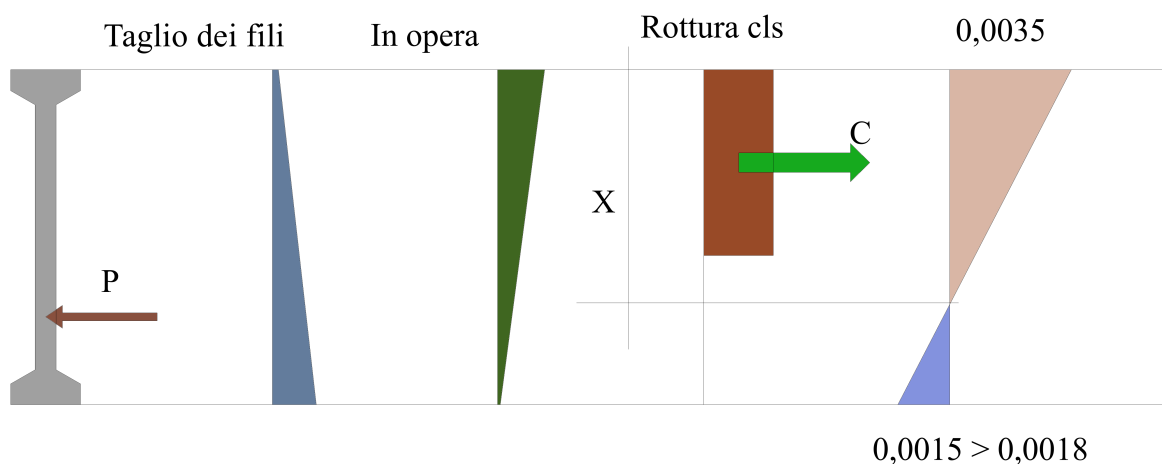
$$396 * 750 + 396 * 325 - 148500 + 396 * 12 * X + 11.2 * 3910 - 1072108 - 11.2 * 3910 = 0$$

$$X = 794908 / 4752 = 167 \text{ cm} \text{ modifichiamo l'acciaio FeBC55K } \phi 16$$

$$M_{rd} = 390 * 750 * 124.5 + 390 * 325 * 112 + 390 * 15 * 108.6 * 52.7 + 1072108 * 45 +$$

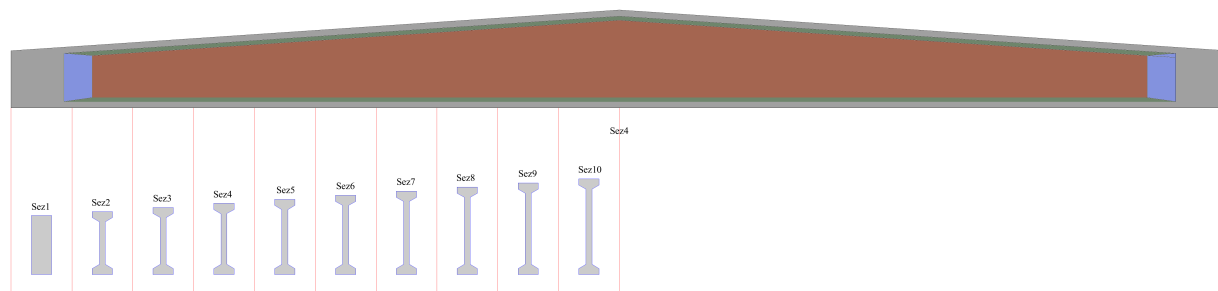
$$20 * 4782 * 236 = 154908 \text{ daN*m} > 1520325 \text{ daN*m}$$

Per la sezione di mezzeria riportiamo i diagrammi delle tensioni per le verifiche :



Verifica di deformabilità e analisi dinamica per sisma verticale .

La trave è a profilo variabile inerzia costante per cui si rende necessaria una modellazione FEM suddividendo la trave in venti conci di lunghezza 150 cm , simmetrica rispetto alla mezzeria. Riportiamo le caratteristiche geometriche delle 10 sezione facendo riferimento al solo calcestruzzo senza tener conto dei trefoli e della armatura lenta utili anche per le verifiche a taglio e il calcolo delle armature.



In modo approssimato possiamo far riferimento ad un'altezza media della sezione per $Z = 750 \text{ cm}$ Sez. 5 e calcolare la freccia e la frequenza con le formule usuali

$$A = 4175 \quad Y_g = 92.5 \text{ cm} \quad I = 17447700 \text{ cm}^4 \quad Q = 9386 \text{ daN/ml}$$

$$f = 5/384 * Q * L^4 / (EI) = 14,54 \text{ cm} > L/250 = 12 \text{ cm}$$

per cui si determina solo il periodo fondamentale per vedere se in occasione di eventi sismici la trave vibra paurosamente $\mu = 93.86 \text{ kg/cm}$; $E = 3900000 \text{ N/cm}^2$

$$\omega = \pi^2 / L^2 * \sqrt{EI/\mu} = 2,95 \quad T = 2 * \pi / \omega = 2.12 \text{ sec} \quad \text{la frequenza } f = 1/T = 0.47 \text{ Hz}$$

SEZIONE 1

SEZIONE 2

$$A = 7250 \text{ cm}^2 \quad Y_g = 72,5 \text{ cm} \quad I = 12702600 \text{ cm}^4 \quad A = 3725 \text{ cm}^2 \quad Y_g = 77.5 \text{ cm} \quad I = 11046700 \text{ cm}^4$$

Proprietà della sezione Sezione calcolata 1		Proprietà della sezione Sezione calcolata 3	
Proprietà	Valore	Proprietà	Valore
G	0.25, 0.725	G	0.25, 0.775
C	0.25, 0.725	C	0.249876, 0.77488
P0	0.25, 0.725	P0	0.249708, 0.77499
A	0.725	A	0.725
Ixx	0.127026	Ixx	0.110467
Iyy	0.0151042	Iyy	0.00415833
Ixy	0	Ixy	0
Wx	0.175208	Wx	0.142538
Wy	0.0604167	Wy	0.0166333
Wplx	0.262813	Wplx	0.184302
Wply	0.090625	Wply	0.0304479
Iz	0.127026	Iz	0.110467
Iy	0.0151042	Iy	0.00415833
ax	0	ax	0
Wt	0.175208	Wt	0.142538
Wa	0.0604167	Wa	0.0166333
Wplt	0.262813	Wplt	0.184302
Wplt	0.090625	Wplt	0.0304479
Jt	0.0512073	Jt	0.00450233
Ip	0.14213	Ip	0.114626
F. tors. q	2.77559	F. tors. q	25.4591
Binom.	0.00166601	Binom.	0.00159588

Fattori di taglio		Fattori di taglio	
Proprietà	Valore	Proprietà	Valore
Zx	1.59075	Zx	2.59535
Zy	1.19009	Zy	1.70847
Zxy	0.00572968	Zxy	0.000284808

Fattori di taglio relativi agli assi principali		Fattori di taglio relativi agli assi principali	
Proprietà	Valore	Proprietà	Valore
Zx	1.59075	Zx	2.59535
Zy	1.19009	Zy	1.70847
Zxy	0.00572968	Zxy	0.000284808

SEZIONE 3

$$A = 3875 \quad Yg = 82.5 \text{ cm} \quad I = 12984100 \text{ cm}^4$$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_1

Proprieta	Valore
G	0.25, 0.825
C	0.249891, 0.824885
P0	0.249721, 0.824991
A	0.3875
I _{xx}	0.129841
I _{yy}	0.00418646
I _{xy}	0
W _x	0.157383
W _y	0.0167458
Wpl _x	0.203302
Wpl _y	0.0310104
I _z	0.129841
I _n	0.00418646
α_{az}	0
W _z	0.157383
W _n	0.0167458
Wpl _z	0.203302
Wpl _n	0.0310104
Jt	0.00460938
Ip	0.134028
F. tors. q	29.0772
Bimom.	0.00186081

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ_x	2.82197
γ_y	1.67433
γ_{xy}	0.000176708

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ_z	2.82197
γ_n	1.67433
γ_{zn}	0.000176708

SEZIONE 4

$$A = 4029 \text{ cm}^2 \quad Yg = 87.5 \text{ cm} \quad I = 15134100 \text{ m}^4$$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_2

Proprieta	Valore
G	0.249855, 0.875713
C	0.249855, 0.875971
P0	0.249352, 0.875016
A	0.402938
I _{xx}	0.151341
I _{yy}	0.0042231
I _{xy}	-3.86999e-05
W _x	0.172821
W _y	0.0168826
Wpl _x	0.223339
Wpl _y	0.0316312
I _z	0.151341
I _n	0.00422309
α_{az}	0.0150718
W _z	0.172808
W _n	0.0168672
Wpl _z	0.223339
Wpl _n	0.0316312
Jt	0.00475031
Ip	0.155564
F. tors. q	32.7483
Bimom.	0.00214761

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ_x	3.07234
γ_y	1.64441
γ_{xy}	-0.000299472

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ_z	3.07234
γ_n	1.64441
γ_{zn}	-0.000675094

SEZIONE 5

$$A = 4175 \quad Yg = 92.5 \text{ cm} \quad I = 17447700 \text{ cm}^4$$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_4

Proprieta	Valore
G	0.25, 0.925
C	0.249904, 0.924883
P0	0.24973, 0.924992
A	0.4175
I _{xx}	0.174477
I _{yy}	0.00424271
I _{xy}	0
W _x	0.188623
W _y	0.0169708
Wpl _x	0.243552
Wpl _y	0.0321354
I _z	0.174477
I _n	0.00424271
α_{az}	0
W _z	0.188623
W _n	0.0169708
Wpl _z	0.243552
Wpl _n	0.0321354
Jt	0.0048387
Ip	0.178719
F. tors. q	36.9354
Bimom.	0.00245121

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ_x	3.34077
γ_y	1.61524
γ_{xy}	0.000221588

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ_z	3.34077
γ_n	1.61524
γ_{zn}	0.000221588

SEZIONE 6

$$A = 4325 \text{ cm}^2 \quad Yg = 97.5 \text{ cm} \quad I = 19988800 \text{ m}^4$$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata_6

Proprieta	Valore
G	0.25, 0.975
C	0.249913, 0.974888
P0	0.24974, 0.974993
A	0.4325
I _{xx}	0.199888
I _{yy}	0.00427083
I _{xy}	0
W _x	0.205013
W _y	0.0170833
Wpl _x	0.264802
Wpl _y	0.0326979
I _z	0.199888
I _n	0.00427083
α_{az}	0
W _z	0.205013
W _n	0.0170833
Wpl _z	0.264802
Wpl _n	0.0326979
Jt	0.00494709
Ip	0.204159
F. tors. q	41.2685
Bimom.	0.0027793

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ_x	3.63124
γ_y	1.59022
γ_{xy}	0.000152784

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ_z	3.63124
γ_n	1.59022
γ_{zn}	0.000152784

SEZIONE 7

$A = 4475 \quad Y_g = 102.5 \text{ cm} \quad I = 22746200 \text{ cm}^4$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata 8

Proprieta	Valore
G	0.25, 1.025
C	0.249918, 1.02489
P0	0.249744, 1.02499
A	0.4475
I _{xx}	0.227462
I _{yy}	0.00429896
I _{xy}	0
W _x	0.221914
W _y	0.0171958
W _{plx}	0.286802
W _{ply}	0.0332604
I _z	0.227462
I _n	0.00429896
α _{zt}	0
W _z	0.221914
W _n	0.0171958
W _{plz}	0.286802
W _{pln}	0.0332604
J _t	0.00506128
I _p	0.231761
F. tors. q	45.791
Bimom.	0.00312765

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ _x	3.94765
γ _y	1.56727
γ _{xy}	0.000168608

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ _z	3.94765
γ _n	1.56727
γ _{zn}	0.000168608

SEZIONE 8

$A = 4625 \text{ cmq} \quad Y_g = 107.5 \text{ cm} \quad I = 25727400 \text{ m}^4$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata 10

Proprieta	Valore
G	0.25, 1.075
C	0.249923, 1.07489
P0	0.249748, 1.07499
A	0.4625
I _{xx}	0.257274
I _{yy}	0.00432708
I _{xy}	0
W _x	0.239324
W _y	0.0173083
W _{plx}	0.309552
W _{ply}	0.0338229
I _z	0.257274
I _n	0.00432708
α _{zt}	0
W _z	0.239324
W _n	0.0173083
W _{plz}	0.309552
W _{pln}	0.0338229
J _t	0.00517553
I _p	0.261601
F. tors. q	50.5457
Bimom.	0.00349744

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ _x	4.28911
γ _y	1.5464
γ _{xy}	0.000182297

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ _z	4.28911
γ _n	1.5464
γ _{zn}	0.000182297

SEZIONE 9

$A = 4775 \quad Y_g = 112.5 \text{ cm} \quad I = 28939700 \text{ cm}^4$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata 12

Proprieta	Valore
G	0.25, 1.125
C	0.249929, 1.12489
P0	0.249757, 1.12499
A	0.4775
I _{xx}	0.289397
I _{yy}	0.00435521
I _{xy}	0
W _x	0.257242
W _y	0.0174208
W _{plx}	0.333052
W _{ply}	0.0343854
I _z	0.289397
I _n	0.00435521
α _{zt}	0
W _z	0.257242
W _n	0.0174208
W _{plz}	0.333052
W _{pln}	0.0343854
J _t	0.00528472
I _p	0.293753
F. tors. q	55.5852
Bimom.	0.00388998

Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ _x	4.65302
γ _y	1.52751
γ _{xy}	0.000134394

Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ _z	4.65302
γ _n	1.52751
γ _{zn}	0.000134394

SEZIONE 10

$A = 4925 \text{ cmq} \quad Y_g = 117.5 \text{ cm} \quad I = 32390900 \text{ m}^4$

Proprieta' della sezione Sezione calcolata 14

Proprieta	Valore
G	0.25, 1.175
C	0.249933, 1.17489
P0	0.24976, 1.17499
A	0.4925
I _{xx}	0.323909
I _{yy}	0.00438333
I _{xy}	0
W _x	0.275667
W _y	0.0175333
W _{plx}	0.357302
W _{ply}	0.0349479
I _z	0.323909
I _n	0.00438333
α _{zt}	0
W _z	0.275667
W _n	0.0175333
W _{plz}	0.357302
W _{pln}	0.0349479
J _t	0.00539863
I _p	0.328292
F. tors. q	60.8102
Bimom.	0.00430324

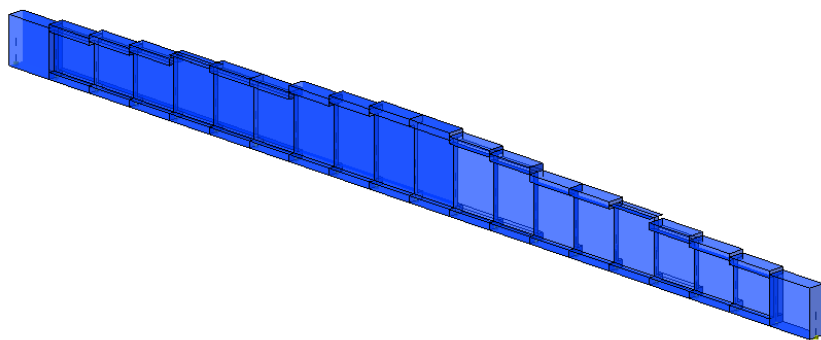
Fattori di taglio

Proprieta	Valore
γ _x	5.04677
γ _y	1.51006
γ _{xy}	0.000145455

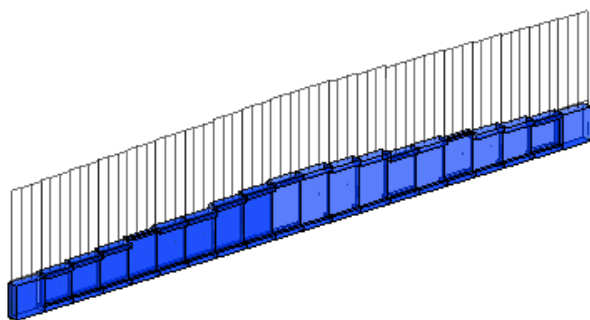
Fattori di taglio relativi agli assi principali

Proprieta	Valore
γ _z	5.04677
γ _n	1.51006
γ _{zn}	0.000145455

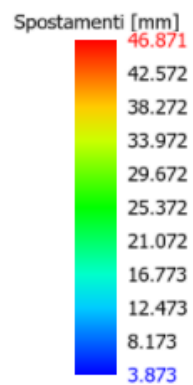
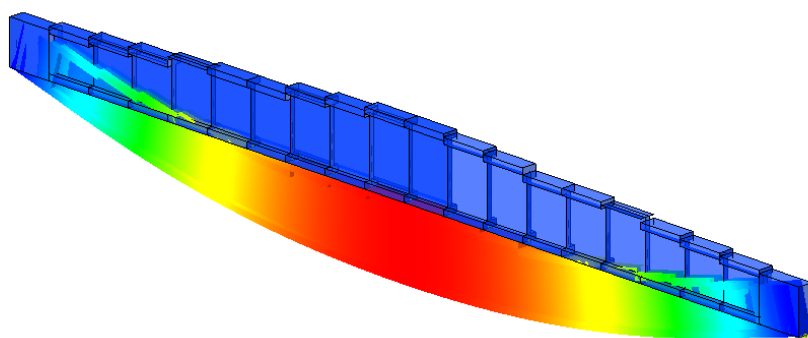
Modellazione FEM e risultati



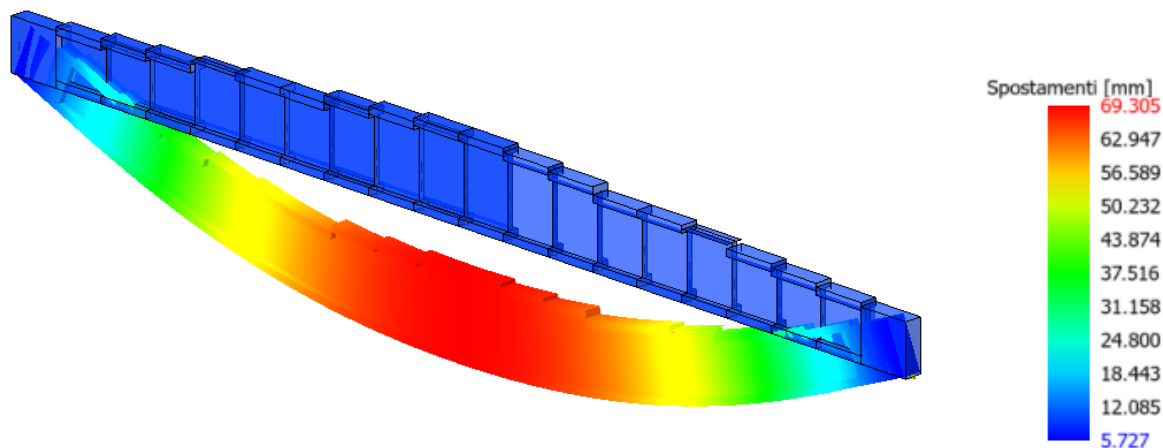
Carichi sulla trave $Q = G_K + 9386$



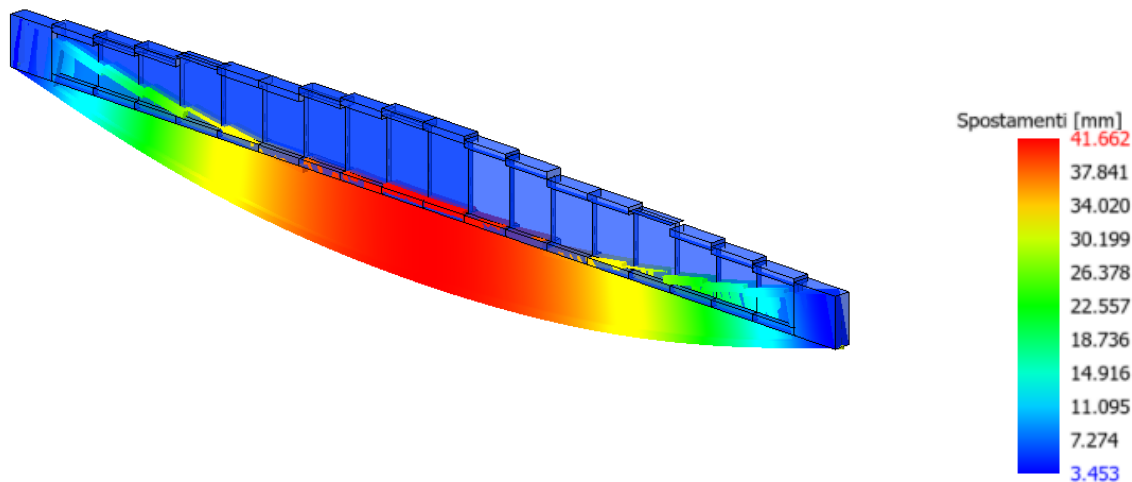
Deformata SLE coefficienti parziali $\gamma_G = 1$; $\gamma_Q = 1$; $f = 4.69 \text{ cm} < L/250 = 12 \text{ cm}$



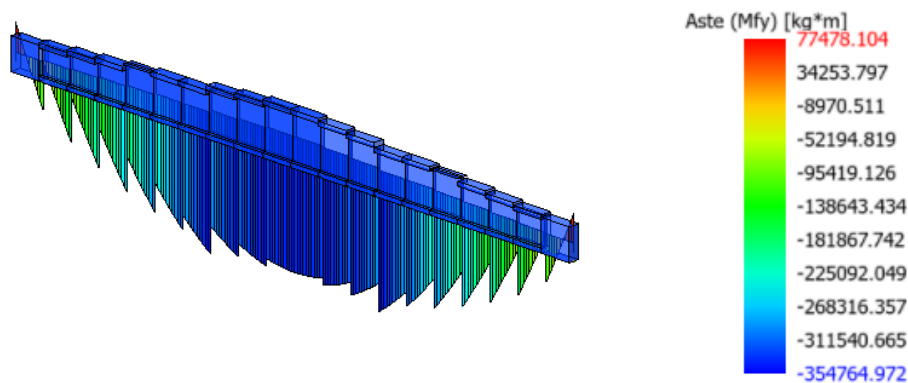
Deformata SLU coefficienti parziali $\gamma_G=1,3$; $\gamma_Q=1,5$; $f=6.93cm$



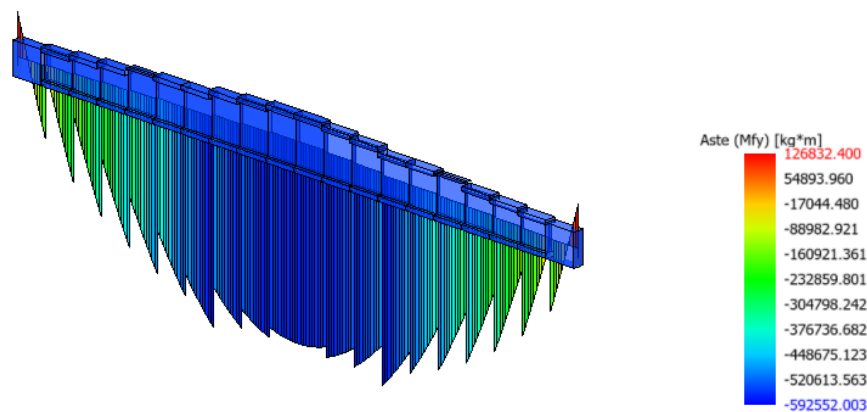
Sisma Verticale Località Castel di Sangro fattore di struttura $q=1.5$ $f=4.16\text{ cm}$



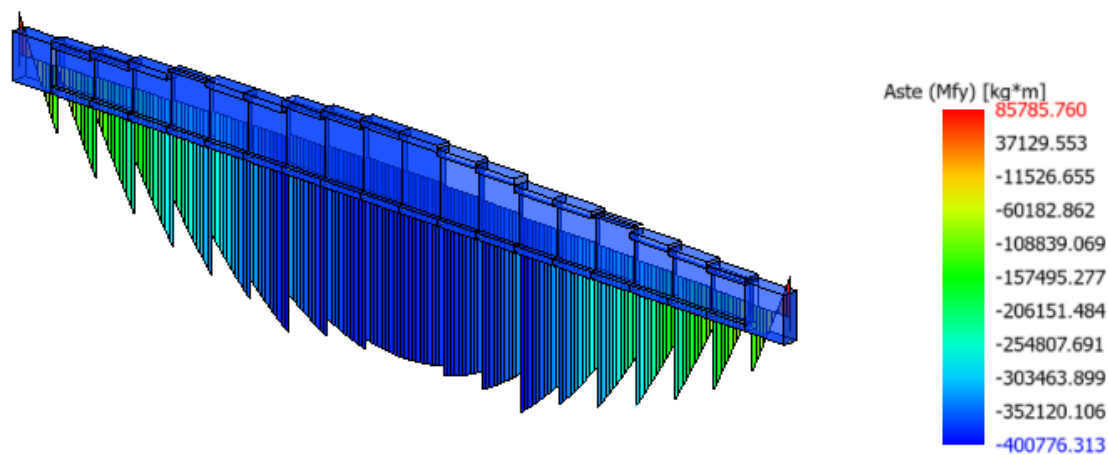
Momento flettente
SLE coefficienti parziali $\gamma_G=1$; $\gamma_Q=1$;



SLU coefficienti parziali $\gamma_G=1.3$; $\gamma_Q=1.5$;

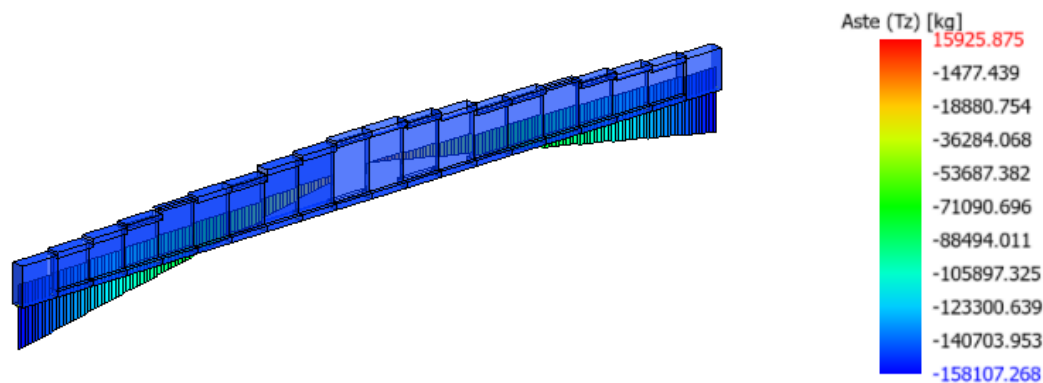


Sisma verticale coefficienti parziali $\gamma_G=1$; $\gamma_Q=1$;

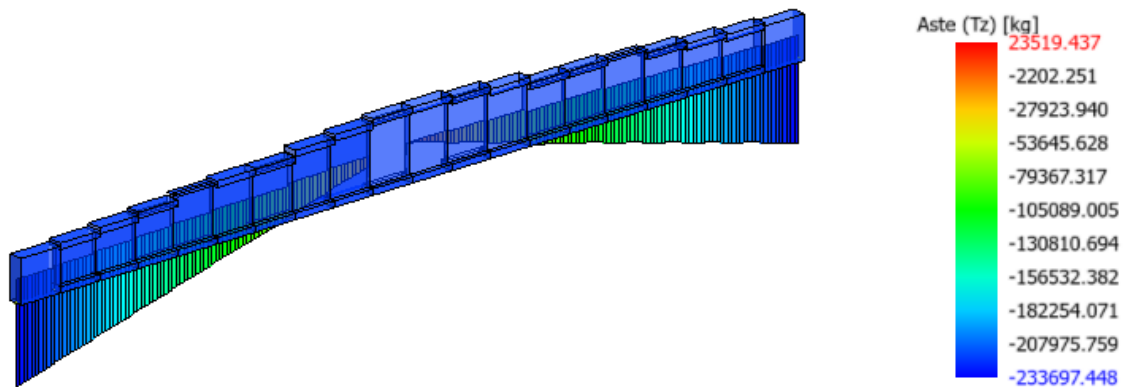


TAGLIO

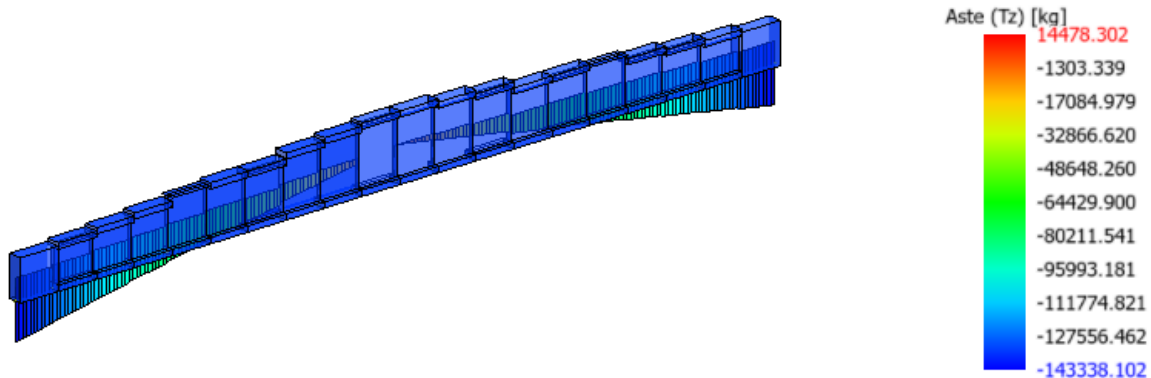
SLE coefficienti parziali $\gamma_G=1$; $\gamma_Q=1$;



SLU coefficienti parziali $\gamma_G = 1.3$; $\gamma_Q = 1.5$;



Sisma verticale coefficienti parziali $\gamma_G = 1$; $\gamma_Q = 1$;



Dalla scienza delle costruzioni è ben noto che il calcolo delle strutture isostatiche viene eseguito con le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale, verticale e alla rotazione , non vengono influenzate dalla variabilità della rigidezza della trave .

$\sum R_{VI} + \int Q_V dz = 0$; $\sum R_{OI} + \int Q_O dz = 0$; $\sum (R_{OI} * z_i + R_{VI} * z_i) + \int (Q_O + Q_V) * z dz = 0$
 La modellazione FEM tramite software definisce per ogni asta una sua matrice di rigidezza funzione della inerzia e del modulo elastico, definendo per ogni nodo 6 gradi di libertà ; le incognite sono rappresentate dai gradi di libertà per i 21 nodi della nostra trave si ha un sistema di 126 equazioni in 126 incognite . Il sistema lo si ottiene scrivendo 6 equazioni di equilibrio nei nodi dove le sollecitazioni

$M_{XI}; M_{YI}; M_{ZI}; V_{XI}; V_{YI}; V_{ZI}$;

sono funzione della rigidezza EI , della lunghezza e del grado di libertà corrispondente

$M_I = 6EI * \phi_I / L^2$; $V_I = 12EI * \delta_I / L^3$; $N = V_{ZI} = EA * \delta_I / L$; $M_T = GI_P * \theta_I / L$

il diagramma dei momenti nella trave non è perfettamente parabolico, la variabilità del carico dovuta al peso proprio dà al diagramma dei momenti una forma differente .

*Le sollecitazioni per
sisma verticale*

$$M = 400776 \text{ daNm} \quad V = 14338 \text{ daN}$$

SLU

$$M = 599592 \text{ daNm} \quad V = 233697 \text{ daN} \quad \text{SLE} \quad M = 354764 \text{ daNm} \quad V = 158107 \text{ daN}$$

Quelle calcolate

$$\text{SLU} \quad M = 1520325 \text{ daN*ml} ; \text{SLE} \quad M = 985612 \text{ daN*ml}$$

$$\text{SLU} \quad V = 202710 \text{ daN} ; \text{SLE} \quad V = 140790 \text{ daN/ml}$$

Le deformazioni

$$\text{SLU} \quad f = 6,93 \text{ cm} ; \text{SLE} \quad f = 4,68 \text{ cm} ; \text{SISMA Verticale} \quad f = 4,16 \text{ cm}$$

La freccia ed il periodo calcolati ipotizzando la sezione costante

$$H = 185 \text{ cm} \quad I = 17447700 \text{ cm}^4 \quad A = 4145 \text{ cm}^2 \quad f = 14,54 \text{ cm} \quad T = 2*\pi/\omega = 2.12 \text{ sec}$$

$$\text{il periodo fondamentale} \quad T = 0,39 \text{ sec} \quad f = 2,56 \text{ Hz}$$

Sisma Verticale

Numero di Frequenze calcolate =19, filtrate=7

N	T	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
	s		kgm*g	
		SVert.	SVert.	SVert.
1(1)	0.3908	162.437	258756	86.41
2(3)	0.0563	-49.519	24047	8.03
3(5)	0.0259	-27.742	7547	2.52
4(7)	0.0168	-19.516	3735	1.25
5(9)	0.0128	15.499	2356	0.79
6(11)	0.0107	13.215	1713	0.57
7(13)	0.0095	10.464	1074	0.36
Somma delle Masse Modali [kgm*g]			299228	
Masse strutturali libere [kgm*g]			299444	
Percentuale			99.93	99.93

Verifica a taglio

La tensione tangenziale a taglio sulla fibra baricentrica all'appoggio Sez.1

$$\tau = V/I*S/b = 41,93 \text{ daN/cm}^2 \quad V = 202710 \text{ daN}$$

$$A = 7250 \text{ cm}^2 \quad Y_g = 72,5 \text{ cm} \quad I = 12702600 \text{ cm}^4 \quad S = 131406 \text{ cm}^3$$

La tensione tangenziale a taglio sulla fibra baricentrica z = 160 cm Sez.2

$$\tau = V/I*S/b = 96 \text{ daN/cm}^2 \quad V = 181090 \text{ daN}$$

$$A = 3725 \text{ cm}^2 \quad Y_g = 77.5 \text{ cm} \quad I = 11046700 \text{ cm}^4 \quad S = 87859 \text{ cm}^3$$

Le NTC 2018 riporta le seguente formule di verifica

$$V_{RD} \geq V_{SD} \text{ con}$$

$$V_{RD} = \max\{[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot f_{ck} \cdot \rho_l) / \gamma_C + 0,15 \cdot \sigma_{CP}] \cdot h \cdot b_w; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{CP}) \cdot h \cdot b_w\}$$

La verifica per la sezione 2

$$(0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 60 \cdot 0,003)^{0,333} / 1,5 + 0,15 \cdot 33) \cdot 1400 \cdot 150$$

h altezza utile sezione ,

b base della trave o larghezza staffa

f_{ck} resistenza caratteristica a compressione cls ,

$\gamma_C = 1,5$ coefficiente parziale

σ_{CP} tensione di precompressione

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

ρ_l rapporto di armatura $A_s / (b \cdot h)$, A_s armatura tesa longitudinale

$$V_{RD} = 1171458 \text{ N} = 117145 \text{ daN} > 214402 \text{ daN}$$

Occorre predisporre armatura a taglio che consiste in staffe inserite nelle due ali verticali che determiniamo con la solita formula proposta dalle NTC

$$\text{staffe verticali } \alpha = 90^\circ \quad \sin \alpha = 1 \quad \cot \alpha = 0 \quad FeB450C$$

$$\cot \theta = 1 \quad \theta = 45^\circ \quad \text{inclinazione lesione} \quad f_{yd} = 3910 \text{ daN/cm}^2$$

$$V_{RDS} = f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot 0,9 \cdot h / s = 187650 \text{ daN} > 181090 \text{ daN}$$

$$\text{Ipotezziamo staffe } \phi 10 \text{ passo } s = 8 \text{ cm} \quad A_{sw} = 4 \cdot 0,79 = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{La verifica della biella compressa} \quad v = 0,5 \quad \alpha_C = 1,25$$

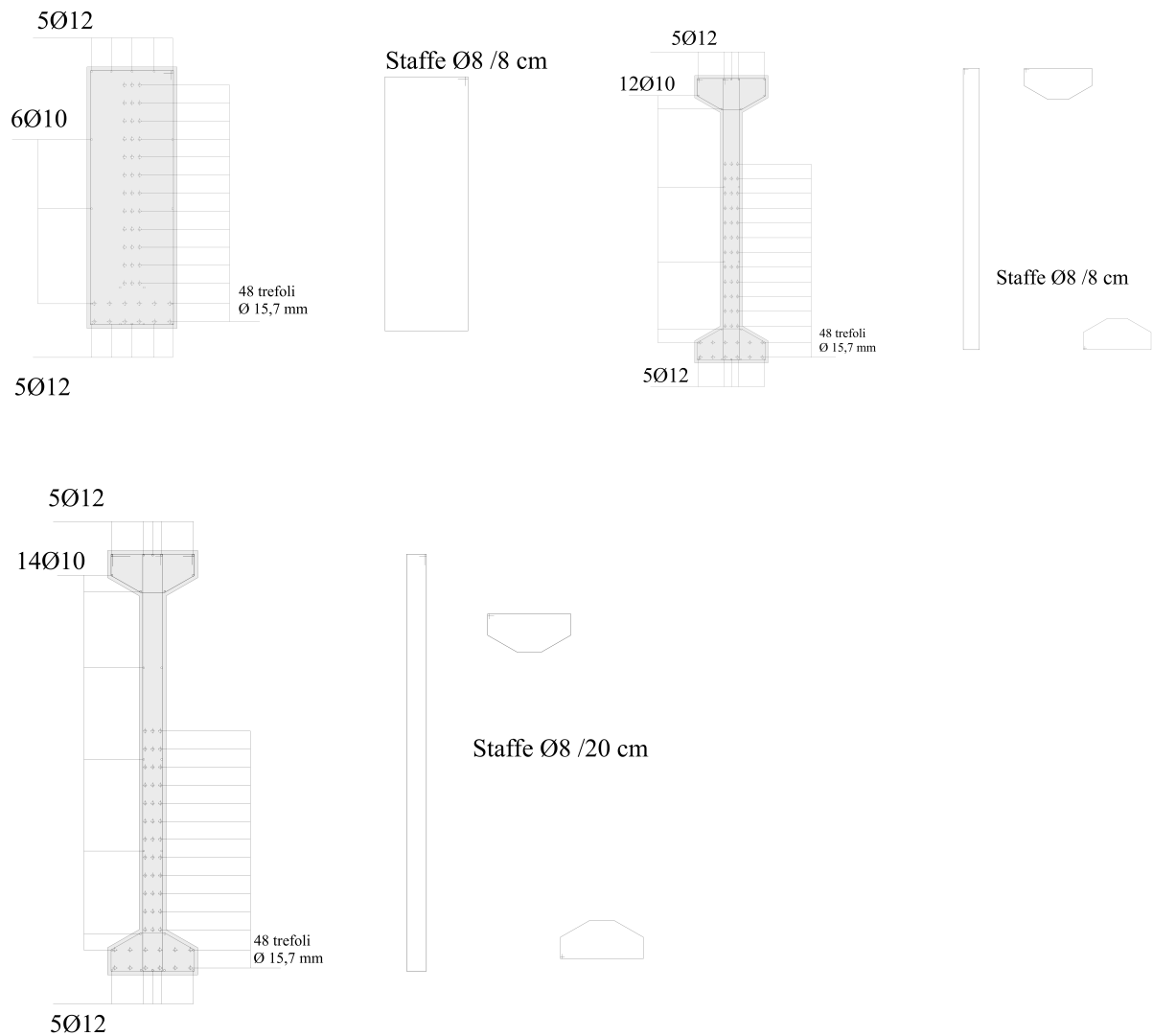
$$V_{RDC} = 0,9 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} \cdot v \cdot \alpha_C \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$f_{cd} = 600 \cdot 0,85 \cdot 0,83 / 1,5 = 282 \text{ daN/cm}^2$$

$$V_{RDC} = 0,9 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} \cdot v \cdot \alpha_C / 2 = 321215 \text{ daN} > 181090 \text{ daN}$$

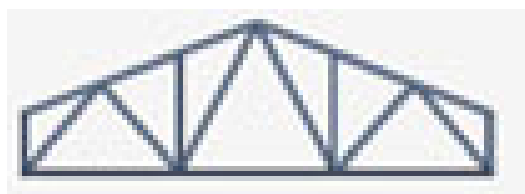
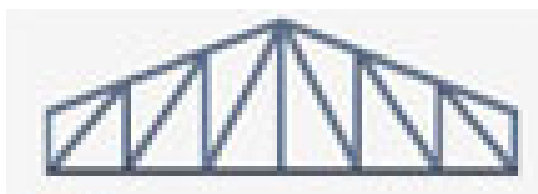
Riportiamo la armatura della trave in 3 sezioni significative

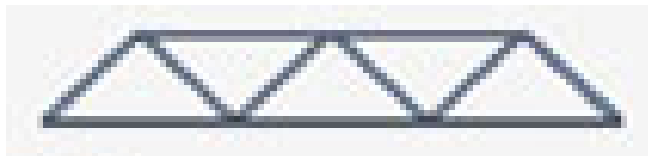
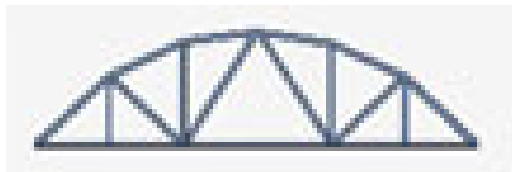
$$Z = 0; \quad Z = 7,50 \quad Z = 15 \text{ m}$$



10-Progetto e calcolo capriate

Quando la orditura di travi e tegoli o la maglia rettangolare ha dimensioni 30x12 o superiori in sostituzione della trave CAPAV poiché non in grado di sopportare le sollecitazioni flettenti e taglianti derivanti dai tegoli di copertura può essere utilizzata una capriata prefabbricata con il corrente inferiore teso che viene precompresso in opera attraverso la tecnologia dei cavi scorrevoli . La capriata prefabbricata è in cemento armato la forma è quella tipica che riportiamo in figura :





La problematica iniziale che si pone è il dimensionamento dei correnti inferiore e superiore nonché delle aste verticali e diagonali; un approccio semplificato consiste nell'equilibrare il momento flettente tramite una coppia di forze quali la trazione nel corrente inferiore e compressione in quello superiore.

$M = Q \cdot L^2 / 8 = C \cdot f = T \cdot f$, dove f è la freccia ovvero l'altezza della capriata .

I carichi sul tegolo sono i seguenti :

Peso proprio $G_K = 1837 \text{ daN/mq}$

Carico permanente $G_{SK} = 75 \text{ daN/mq}$

Carico variabile da neve $Q_K = 800 \text{ daN/mq}$

SLU $Q = 3963 \text{ daN/ml}$; SLE $Q = 2712 \text{ daN/ml}$

Per una luce di 12 m , il taglio con larghezza 2,50 m trasmesso alla capriata

SLU $Q = 3963 \cdot 6 / 2,50 = 9511 \text{ daN/ml}$; SLE $Q = 2712 \cdot 6 / 2,5 = 6508 \text{ daN/ml}$

Il momento flettente $M = 1069987 \text{ daN} \cdot \text{m}$

per $f = 2 \text{ m}$ $C = T = 534993 \text{ daN}$;

Corrente compresso $282 \cdot A = 534993$ $A = 1897 \text{ cmq}$

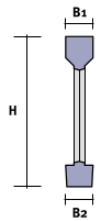
Nel corrente è disposta anche armatura compressa $A = A_C + n \cdot A_s$
ipotizziamo un rapporto geometrico di armatura pari a 2%

$A = A_C + 15 \cdot 0,02 A_C = 1,3 \cdot A_C$

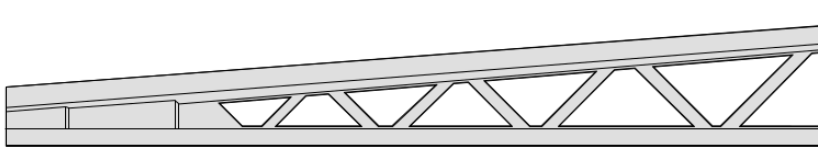
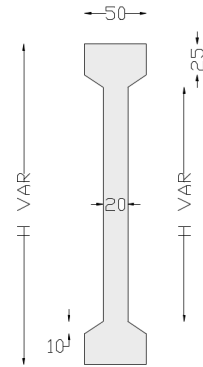
$A_C = 1897 / 1,3 = 1459 \text{ cmq} = t^2 = b \cdot h$

Sezione trapezia $A = 50 \cdot 25 + (50 + 20) \cdot 5 =$

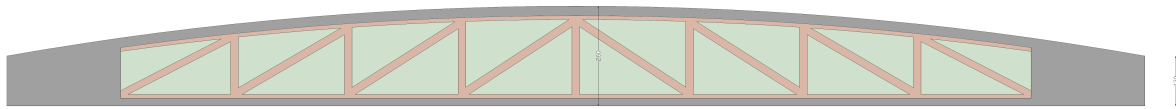
La capriata si compone di due parti prefabbricate di luce 15 m da assemblare in cantiere ed eseguire la precompressione a cavi scorrevoli.



H cm	B1 cm	B2 cm	pendenza	luci ml
120	20	28	15%	8 - 12
150	32	32	12%	10 - 15
	20	28	15%	12 - 16
200	32	32	12%	15 - 20
	20	28	15%	16 - 20
240	20	28	15%	20 - 24
255	28	28	12%	24 - 30
280	50	50	8%	30 - 40
281	32	32	12%	24 - 30
320	50	50	8%	40 - 50



Riportiamo il disegno della capriata con le dimensioni



$$H_1 = 1,30 \text{ m} ; H_2 = 2,60 \text{ m} ; L = 30 \text{ m}$$

Il calcolo degli sforzi normali lo eseguiamo attraverso una modellazione FEM della capriata determinando le armature metalliche in ciascuna asta presso e tensoinflessa; la curva del corrente superiore definisce un arco di circonferenza pasante per 3 punti. Con una prima modellazione della capriata :

Corrente superiore 40x40 cm

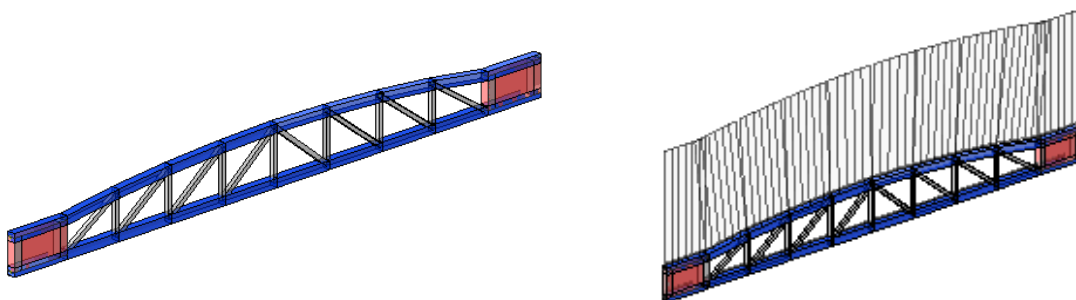
Corrente inferior 40x40 cm

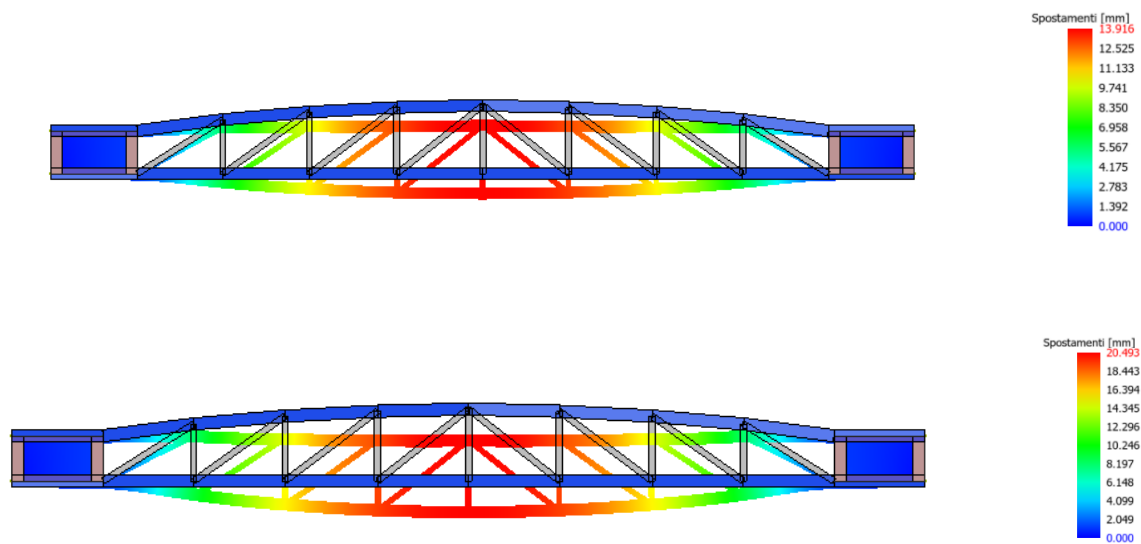
Aste diagonali 25x25 cm

Aste verticali 25 x25

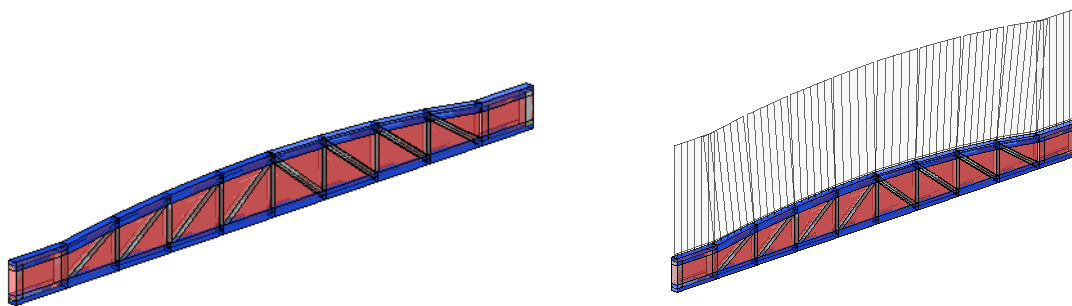
Elementi plate shell agli appoggi $b = 40$

Le aste non sono verificate , si hanno le seguenti deformazioni

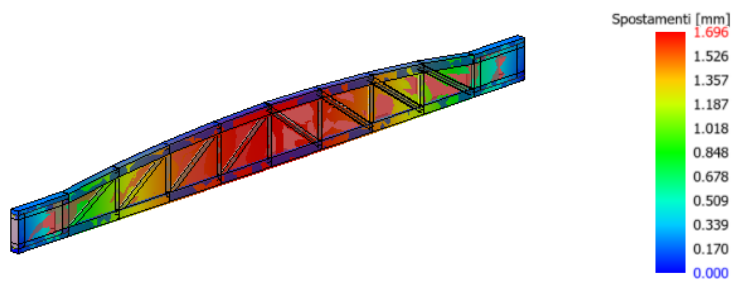




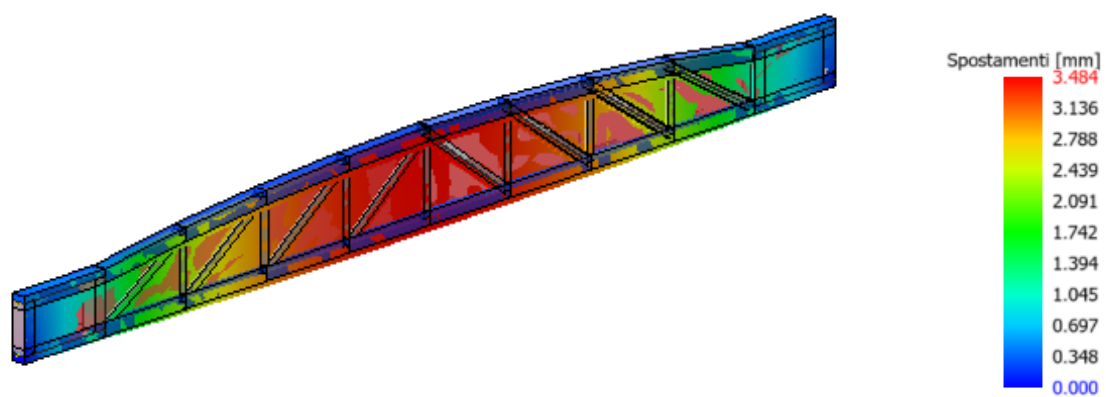
Si preferisce realizzare una capriata a parete piena di spessore 10 cm



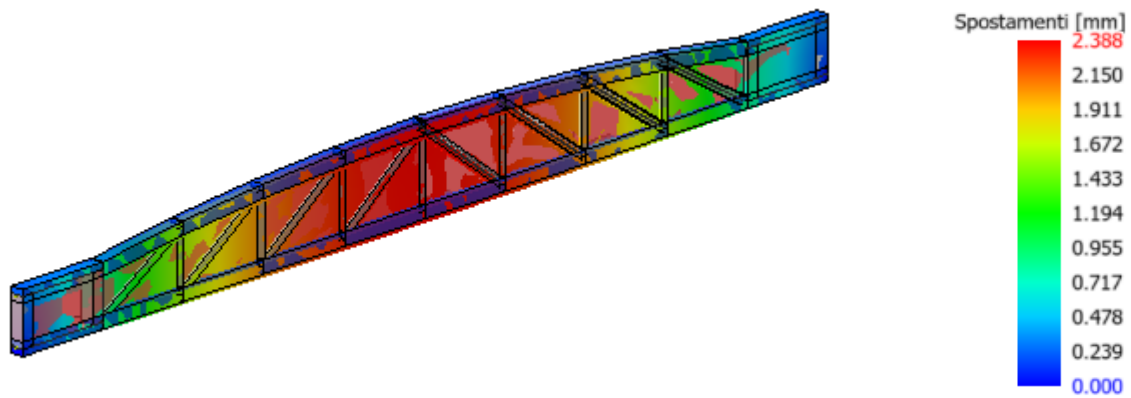
SLE



SLU

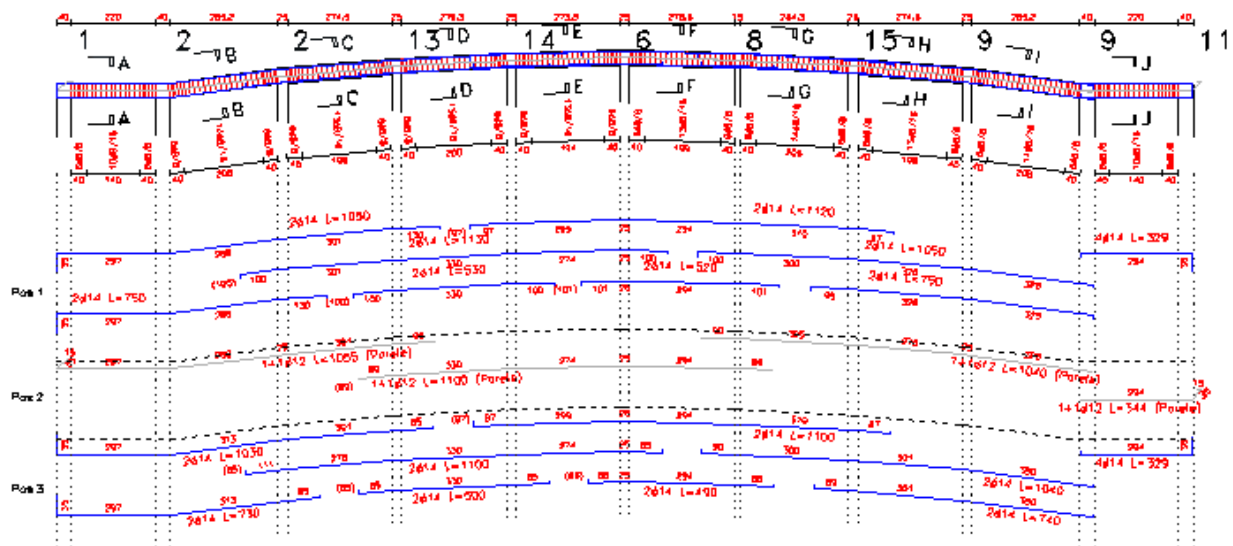


Sisma verticale Castel di Sangro

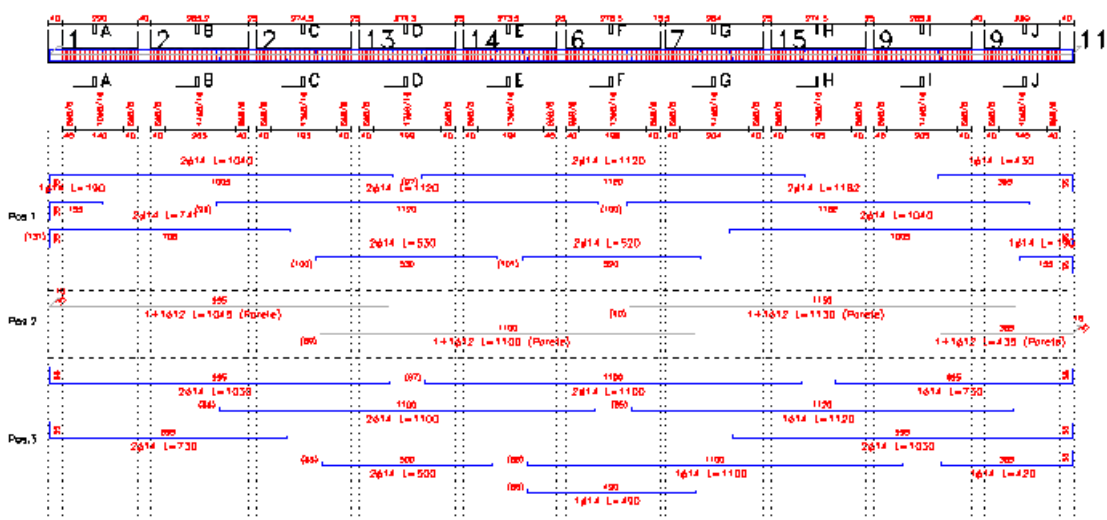


Le armature :

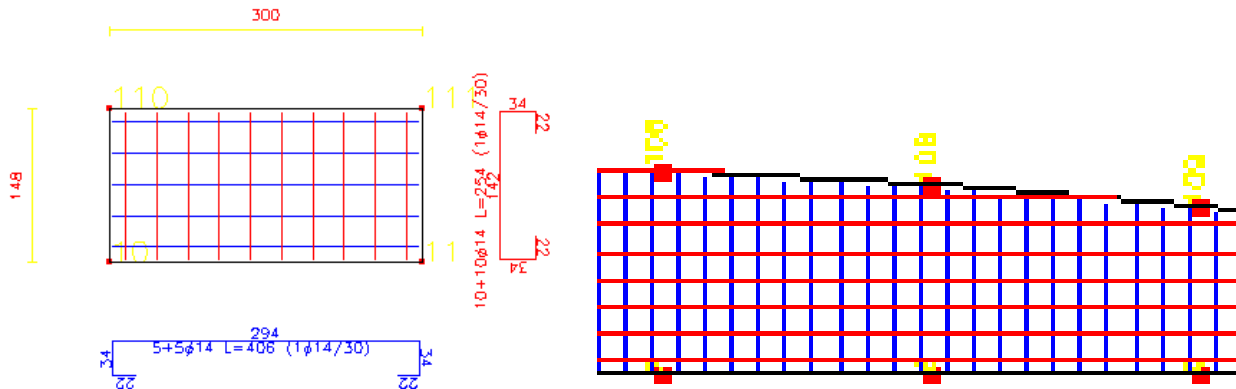
corrente superiore



corrente inferiore



Le pareti sono armate con $1\phi 14/30\text{ cm}$



Le armature delle aste verticali e diagonali quadrate $8\phi 10$
 Periodi di vibrazione $f=1/T=1.7\text{ Hz} > 3-5\text{ Hz}$ no si hanno problemi di vibrazione.

Sisma Verticale

Numero di Frequenze calcolate =30, filtrate=8

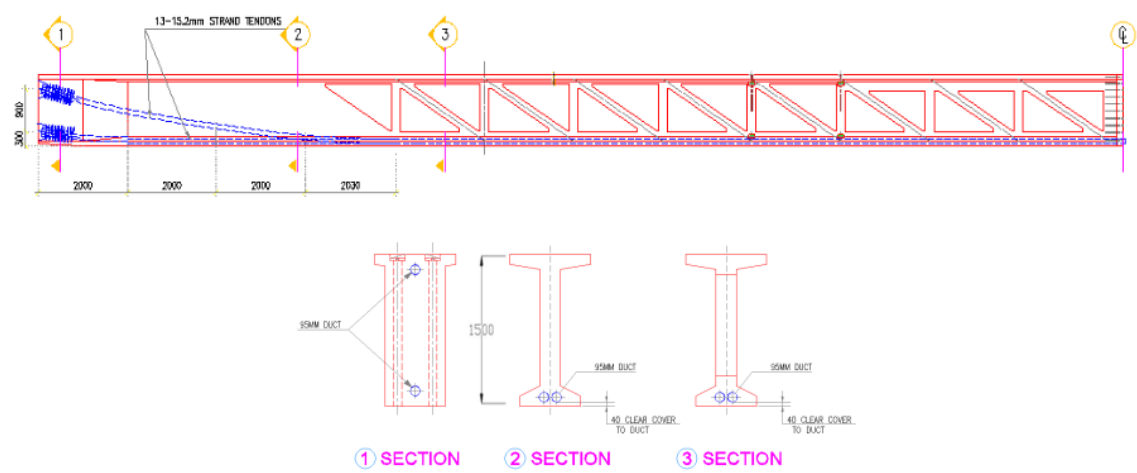
N	T	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
	s		kgm*g	
		SVert.	SVert.	SVert.
1(1)	0.0885	-143.550	202083	81.15
2(3)	0.0296	49.480	24009	9.64
3(7)	0.0187	27.335	7327	2.94
4(11)	0.0138	14.116	1954	0.78
5(13)	0.0110	9.102	812	0.33
6(15)	0.0093	5.861	337	0.14
7(17)	0.0083	9.344	856	0.34
8(19)	0.0080	33.261	10849	4.36
Somma delle Masse Modali [kgm*g]			248229	
Masse strutturali libere [kgm*g]			249018	
Percentuale			99.68	99.68

Non si ha necessità di precomprimere il corrente inferiore.

Riportiamo in figura una capriata



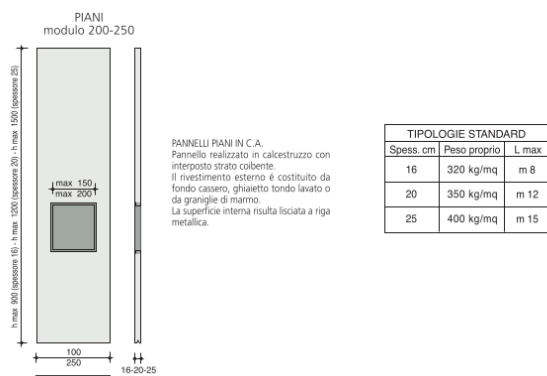
con relativa armatura di precompressione con cavi scorrevoli.



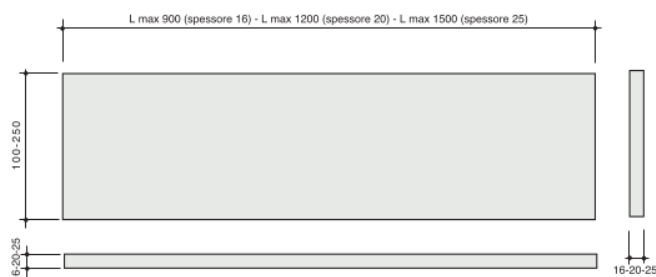
11-Il pannello di tamponatura

Il pannello di tamponamento può essere orizzontale o verticale ed è sollecitato dalle azioni sismiche e del vento; come per le normali struttura in c.a. lo si può far interagire con la struttura a telaio collegandolo rigidamente ad essa al fine di minimizzare le sollecitazioni flettenti sui pilastri riducendo gli spostamenti orizzontali.

Pannello Verticale

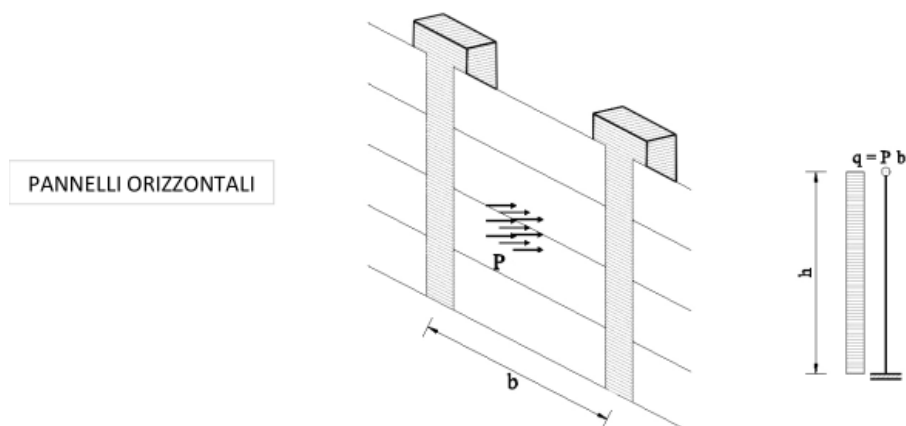


Pannello Orizzontale

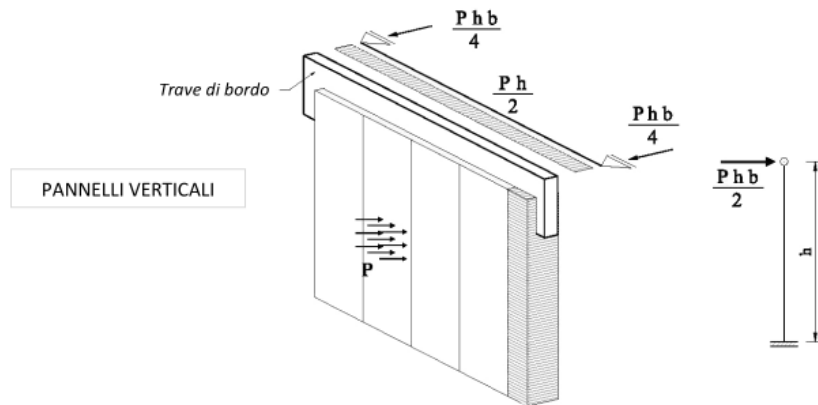


Il meccanismo di trasferimento degli sforzi dei pannelli di tamponatura al telaio è diverso nella ipotesi di orditura orizzontale e verticale

Pannello orizzontale



Pannello verticale



La azione orizzontale sul pannello è quella sismica determinata considerando il pannello come un elemento non strutturale in analogia con le tamponature in laterizio per le strutture i c.a. gettate in opera.

La forza sismica orizzontale che sollecita il pannello

$$Fa = (Sa * Wa) / Qa$$

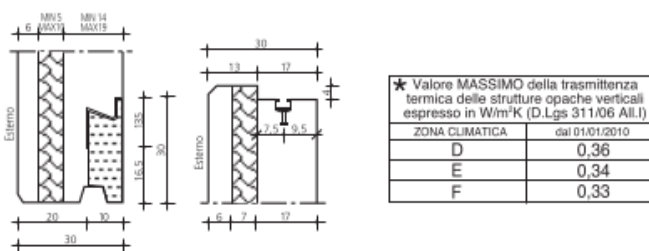
Sa *accelerazione massima adimensionalizzata rispetto all'accelerazione di gravità corrispondente allo stato limite in esame*

Wa peso sismico dell'elemento a metro lineare

$Qa=2$ *fattore di comportamento dell'elemento.*

$$S_a \left| \begin{array}{l} \alpha^* S^* (1+Z/H)^* a p / [(1+(a p-1)^* (1-T a / (a^* T_1)))^2] \geq \alpha^* S \\ \alpha^* S^* (1+Z/H)^* a p \\ \alpha^* S^* (1+Z/H)^* a p / [(1+(a p-1)^* (1-T a / (a^* T_1)))^2] \geq \alpha^* S \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{per } T a < a^* T_1 \\ \text{per } a^* T_1 < T a < b^* T_1 \\ \text{per } T a > b^* T_1 \end{array}$$

Il materiale costituente il pannello è calcestruzzo solitamente questi pannelli sono coibentati ovvero presentano uno strato interno di isolante termico ; al fine di ridurre la massa e quindi rendere più agevole la fase di trasporto e posa in opera si può far ricorso al calcestruzzo leggero che ha un peso specifico $\gamma = 1600 \text{ daN/mc}$. I pannelli a taglio termico soddisfano le limitazioni imposte dalla normativa per quanto concerne le trasmittanze termiche



La verifica del pannello è a pressoflessione , nella sezione di mezzeria con momento

$M = Q \cdot L^2 / 8$, pannello orizzontale L interasse tra i pilastri

$M = Q \cdot H^2 / 8$, pannello verticale H altezza del pannello

Lo sforzo normale è pari al peso del pannello.

La verifica a taglio agli appoggi

$V = Q \cdot L / 2$; $V = Q \cdot H / 2$;

Il progetto a flessione della sezione è immediato :

$d = r \cdot \sqrt{(M/b)}$; b larghezza pannello

$A_s = M / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$

le forze sismiche sono sinusoidali ed invertono il segno per cui il pannello è a doppia armatura: la armatura consiste in una doppia rete metallica inserita nel pannello prefabbricato con cordoli in corrispondenza delle aperture.

Importanti sono i collegamenti tra pannello e struttura a telaio realizzati in acciaio:

- Connessione pannello-elementi strutturali orizzontali;*
- Connessione pilastro-pannello e trave-pannello;*
- Connessione pannello-pannello;*
- Connessione pannello-fondazione.*

con sistema di fissaggio che si compone di 3 parti

-Profilo incavo (channel bar): Profilo metallico a C munito di zanche per il suo ancoraggio al calcestruzzo nel quale viene conglobato.

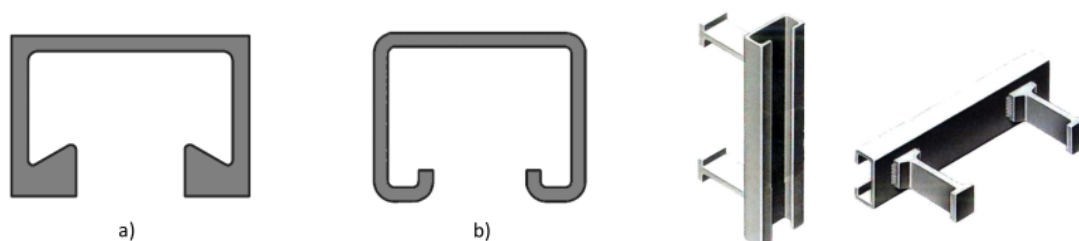
-Connettore (interlock): Parte del sistema di fissaggio, di sagoma appropriata, che viene connessa al profilo per permettervi il trasferimento delle azioni vincolari.

-Infisso (fixture): Parte che viene fissata attraverso il connettore.

Sia il profilo incavo che l'infisso sono in realtà inserti che vanno posizionati prima del getto negli elementi prefabbricati da connettere.

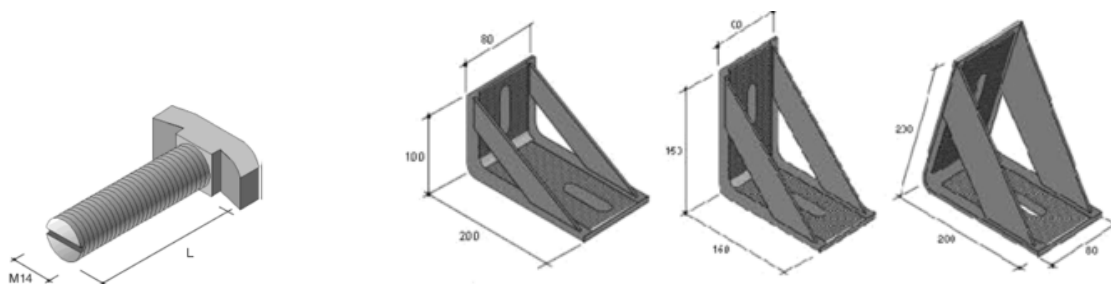
-Profilo incavo

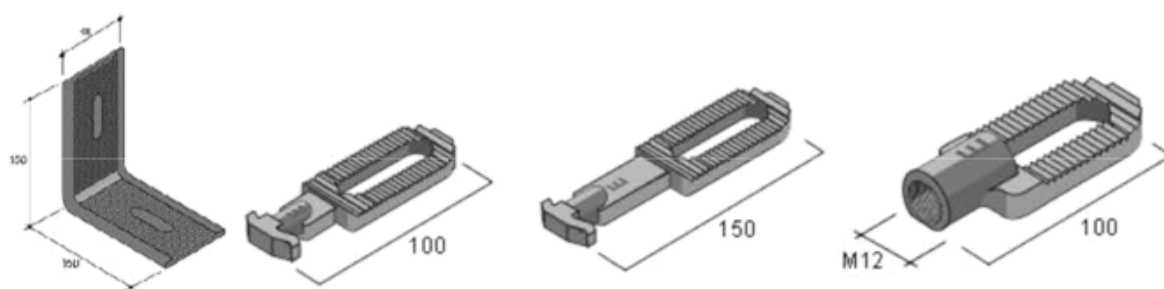
Il profilo incavo, o più semplicemente profilo, costituisce l'inserto vero e proprio da annegare nel getto e che rimane permanentemente parte dell'elemento prefabbricato. I profili vengono solitamente annegati nel getto di pilastri, pannelli, travi, tegoli di copertura e in tutti gli altri elementi prefabbricati in corrispondenza dei punti dove si prevede di collegare fra loro altri elementi in sede di montaggio. Esistono diverse tipologie di profili, che possono variare per tipo di geometria (rettangolare, trapezia, o altre sagome), per dimensioni (altezza, larghezza, spessore), per tecnologia produttiva (profilato a freddo o laminato a caldo), ed infine per il sistema di ancoraggio al calcestruzzo (piedini saldati o punzonati, staffe ripiegate a coda di rondine, linguette, spirali). Al fine di evitare l'ingresso del calcestruzzo all'interno del profilo in fase di getto, il profilo è riempito di idoneo materiale (schiuma, polistirolo o altro) che viene rimosso in fase di montaggio per liberare l'interno del profilo stesso. Al profilo è associato un sistema di ancoraggio



Connettori

Il connettore più semplice e comunemente più usato nei sistemi di connessione è la vite a testa sagomata che collega l'infisso al profilo; ha la funzione di garantire sotto carico una corretta trasmissione degli sforzi. Le viti possono avere diametri, lunghezza e classe di resistenza diverse. Sul mercato sono disponibili connettori che affiancano le viti per realizzare collegamenti adatti al montaggio dell'infisso a distanza variabile dal profilo, oppure progettati per giunti particolari. Nelle immagini mostrate risultano evidenti le asolature introdotte per garantire le tolleranze di posizionamento.





La rigidezza della connessione diventa importante quando vogliamo fare interagire la tamponatura prefabbricata con la struttura a telaio monopiano del capannone ,poiché da essa dipende la rigidezza globale della struttura e quindi gli spostamenti e la ripartizione delle azioni sismiche orizzontali tra pannello e telaio.

Gli eventi sismici recenti in Emilia Romagna hanno evidenziato per i capannoni dei quadri fessurativi di estrema gravità dovuti non soltanto alle connessioni tra travi tegoli e pilastri ma anche alle sollecitazioni di pressoflessione sui pilastri e vista la attuale NTC 2018 con le relative accelerazioni suolo il calcolo e verifica di un capannone monopiano come struttura nuda non è più sufficiente , il pannello prefabbricato deve interagire con il telaio come visto nel paragrafo 7 dedicato alla modellazione FEM . Per il calcolo e modellazione si possono individuare tre possibili soluzioni :

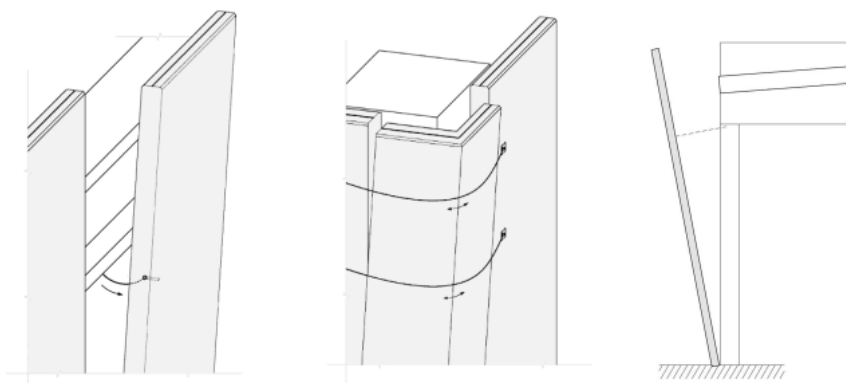
*-Una prima soluzione, detta “**isostatica**”, e quella di pannelli di parete collegati alla struttura con vincoli che consentano il libero manifestarsi dei grandi spostamenti attesi per la struttura a telaio sotto sisma. Questa soluzione permette di seguire il tradizionale approccio progettuale dell’analisi fatta sul modello del solo telaio “nudo”.*

*-Una seconda soluzione, detta “**collaborante**”, e quella di pannelli di parete collegati con un sistema iperstatico di vincoli fissi che li renda parte integrante del sistema resistente. Questa soluzione richiede un approccio progettuale del tutto nuovo con un’analisi fatta su di un modello misto pareti-telaio.*

Questa soluzione richiede il progetto e calcolo dei connettori con determinazione della rigidezza da inserire nella modellazione

-Una terza soluzione lasciando il progetto delle connessioni così com’è nell’attuale prassi, attendendo delle probabili rotture in caso di terremoto, ma dotando i pannelli di parete di una seconda linea di difesa costituita da elementari dispositivi d’attacco che entrino in funzione in caso di incipiente collasso dei pannelli impedendone la caduta. Questa soluzione avrebbe anche il vantaggio di poter essere applicata per l’adeguamento sismico di tante costruzioni esistenti.

Il pannello prefabbricato presenta dei meccanismi di ribaltamento e vanno inseriti dei cavi anticaduta così come riportato i figura per pannelli verticali :



E' necessario in questo caso prestare attenzione alla disposizione dei cavi anti-caduta per evitare di forare la sezione trasversale del pannello in corrispondenza dello strato di materiale isolante (generalmente polistirolo). Nel caso di pannelli orizzontali dovranno disporsi un minimo di 4 cavetti per ogni pannello (2 superiori e 2 inferiori) e fissare ogni tassello ad un singolo occhiello; il collegamento avviene collegando i cavetti ad occhielli posti ai lati dei pilastri adiacenti, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm. Nel caso di pannelli verticali dovranno disporsi un minimo di 2 cavetti per ogni pannello, e fissare ogni tassello ad un singolo occhiello; il collegamento avviene collegando i cavetti ad occhielli posti all'intradosso o all'estradosso delle travi su cui poggiano, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm. Nel caso di pannelli d'angolo dovranno disporsi un minimo di 2 cavetti per ogni pannello (posti nella parte alta del pannello), e fissare ogni tassello ad un singolo occhiello; il collegamento avviene collegando i cavetti ad occhielli posti nei due pannelli adiacenti, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm. La sollecitazione nei cavi essendo di carattere impulsivo, e di complessa determinazione e può assumere valori anche molto elevati.

La portanza P di ciascun cavetto può essere dimensionata, in via semplificativa, in modo tale che risulti:

$$P \geq \gamma * W_p / n^{\circ} \text{cavetti} \quad \text{dove}$$

W_p peso del singolo pannello;

$\gamma = 1.15$ coefficiente amplificativo dinamico che tiene conto degli effetti dinamici

Tutti i tasselli, tanto quelli inseriti nei supporti, tanto quanti quelli inseriti nei pannelli vanno dimensionati per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} assunto pari a 1,5.

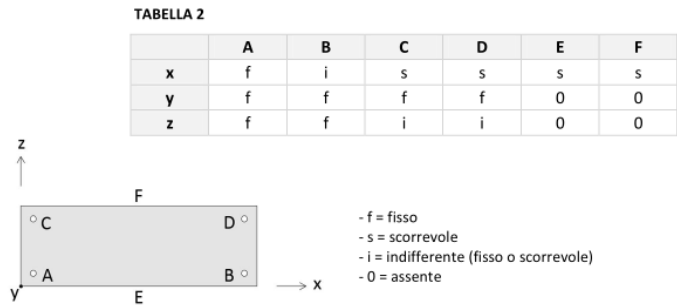
Sistemi di connessione tra i pannelli

Consideriamo un pannello verticali vincolato negli spigoli tramite delle connessioni disposte ai vertici del pannello A,B,C e D; Si intende che queste connessioni possano vincolare le sole traslazioni senza alcun vincolo sulle rotazioni. Con E ed F si intendono gli eventuali collegamenti di giunto con i pannelli contigui. Di norma le connessioni A e B sono vincolate alla trave di fondazione, le connessioni C e D sono vincolate

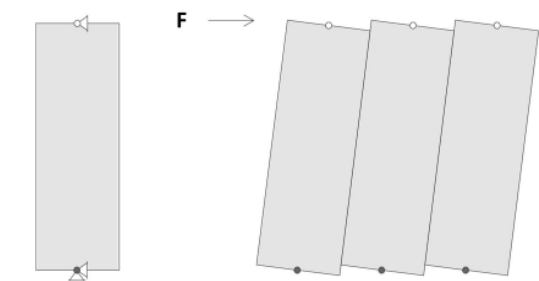
te alla trave di sommità.



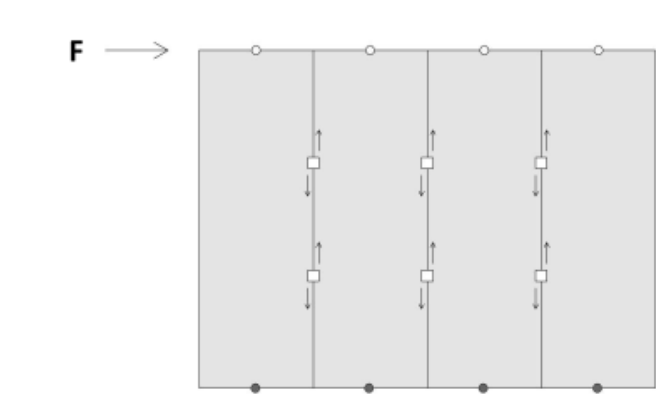
Lo stesso sistema di riferimento e associato in Figura 5.3 ad un pannello orizzontale, per il quale in genere le connessioni traslatorie A, B, C e D sono vincolate ai pilastri, mentre con E ed F si intendono gli eventuali collegamenti di giunto fra pannelli contigui dove può agire l’incerto effetto dell’attrito dovuto al peso dei pannelli sovrapposti.



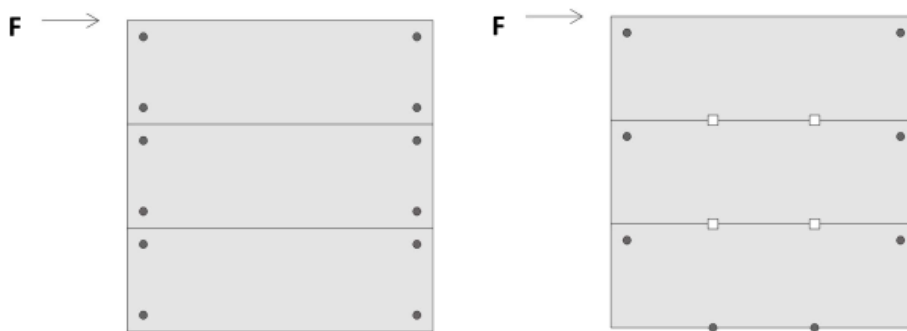
Il comportamento dei pannelli evidenziato dagli eventi sismici



Vincolando i pannelli alla base nei punti A,B,C, e D ; nonché tra di loro in E ed F



per pannelli orizzontali :



Nel calcolo e modellazione del prefabbricato con pannelli collaboranti si pone la problematica della rigidità della connessione da inserire nel software , ovviamente si hanno due schemi limiti una fascia comportamentale entra la quale è compreso il comportamento della tamponatura

- **Connessione infinitamente rigida** : i pannelli interagiscono con il telaio e possono essere modellati come elementi plate-shell

- **Connessione infinitamente deformabile**: I pannelli di parete sono collegati alla struttura con vincoli che consentano il libero manifestarsi degli spostamenti della struttura; i pannelli, nel complesso strutturale soggetto all'azione sismica, si riducono a semplici masse senza rigidità.

Connessione elastica :I pannelli di parete sono collegati alla struttura con un sistema iperstatico di vincoli fissi che li rende parte integrante del sistema resistente.

Si tratta di studiare le connessioni tra i pannelli la fondazione le travi ed i pilastri, si può far riferimento alle linee guida della Commissione Europea per la progettazione dei collegamenti dei pannelli a parete.

Criteri generali di progettazione

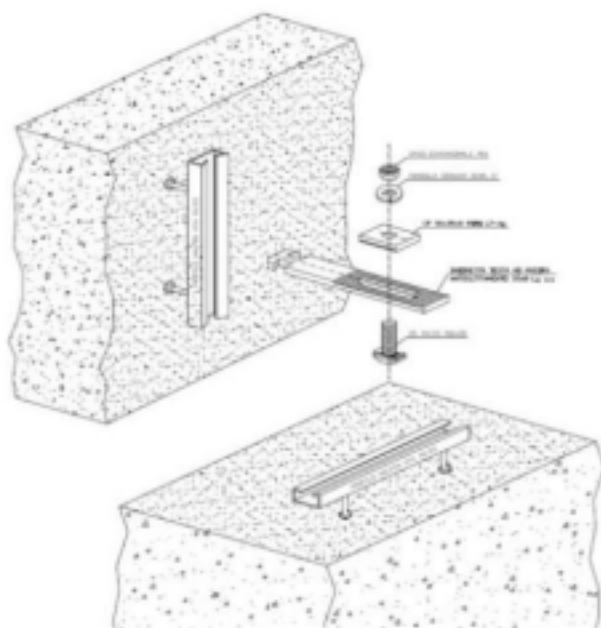
Per i carichi sismici deve essere verificata la capacità di deformazione a taglio e la resistenza fuori piano delle connessioni a piattina a testa di martello. Nella direzione perpendicolare al piano del pannello, le forze di progetto nelle connessioni pannello-struttura dovrebbero essere calcolate come suggerito da EC8 (verifica degli elementi non strutturali). La resistenza fuori piano e la capacità di deformazione al taglio della connessione della cinghia della testa del martello devono essere dimostrate mediante prove sperimentali. Nella direzione parallela al piano dei pannelli è prevedibile una debole interazione tra il pannello e il telaio nudo fino all'esaurimento di una certa soglia di deformazione. Fino a quando non viene raggiunto questo limite di deformazione, il sistema si comporta essenzialmente come isostatico e possono essere

utilizzati modelli strutturali relativamente semplici, trascurando sostanzialmente l'interazione struttura-rivestimento. Una volta raggiunto il limite di deformazione, si dovrebbe utilizzare un modello più complesso considerando l'interazione tra i pannelli e la struttura nuda attraverso il sistema di fissaggio oppure si dovrebbe scegliere un diverso sistema di rivestimento.

Eseguiamo il progetto della connessione con un modello semplificato inizialmente trascurando la **interazione pannello-struttura**. Vanno effettuati due controlli:

- La capacità di deformazione della connessione quando caricata a taglio deve essere adeguata;
- La chiusura dello spazio tra una trave e un pannello deve essere controllata;

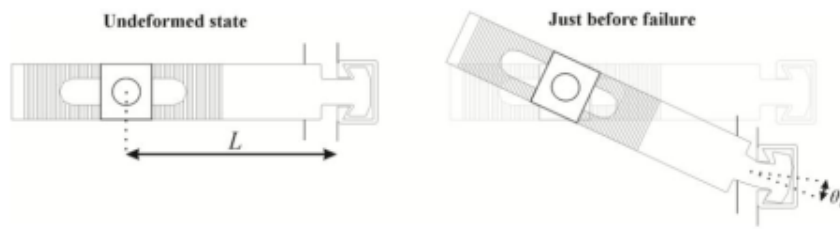
La connessione la realizziamo cinghia a testa di martello è costituito da due canali in acciaio montati su una trave (o colonna) e un pannello e una cinghia con testa a martello che è fissata al canale montato sulla trave (o colonna) mediante un unico bullone. Le connessioni con cinghie a testa di martello vengono spesso utilizzate per il fissaggio dei pannelli verticali alle travi.



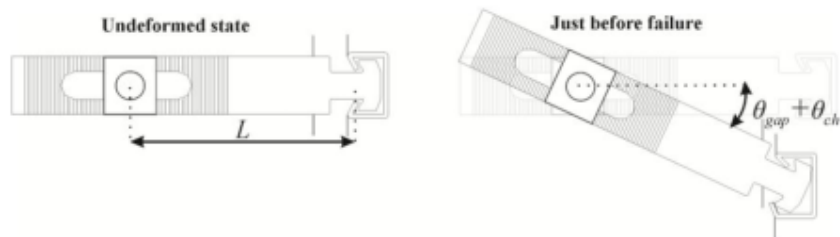
I collegamenti della cinghia della testa del martello possono essere dotati di canali di diversa resistenza. Principalmente vanno riconosciute due diverse tipologie di canali:

- Canale forte**: quando caricato a taglio, la connessione viene meno a causa della rottura della cinghia
- Canale debole**: quando caricato a taglio, la connessione fallisce a causa della rottura del canale.

Il meccanismo di rottura della cinghia a testa di martello con canali robusti :



Il meccanismo di rottura della cinghia a testa di martello con canali deboli :



Controllo della capacità deformativa

La capacità di deformazione della connessione con fascia a testa di martello caricata a taglio dipende dalla geometria dei singoli componenti e dalla loro capacità deformativa in funzione del tipo di rottura .

*Lo spostamento ultimo della connessione caricata a taglio se si utilizzano **canali resistenti**:*

$$d_U = (\theta_{GAP} + \theta_{ST}) * L$$

- θ_{GAP} rotazione dovuta ai giochi del canale , tenendo conto delle tolleranze e della produzione

- θ_{ST} rotazione dovuta alle deformazioni flessionali del cinturino stimabili come prodotto della curvatura M/EI per la lunghezza del cinturino

- L distanza tra il bullone ed il canale come riportato in figura

Per canali deboli lo spostamento ultimo della connessione caricata a taglio

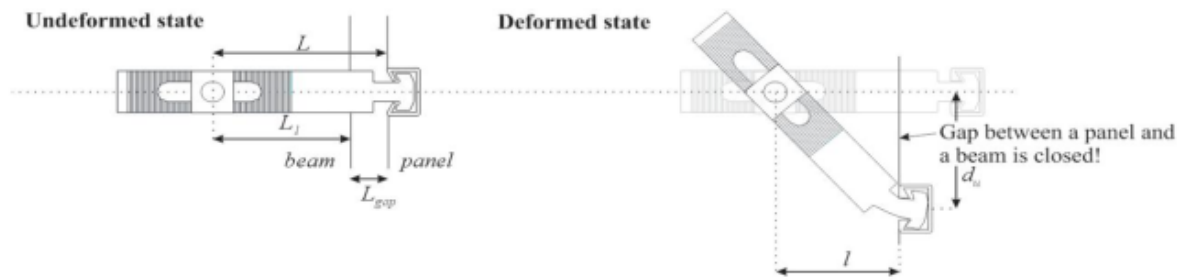
$$d_U = (\theta_{GAP} + \theta_{CH}) * L$$

- θ_{GAP} rotazione dovuta ai giochi del canale , tenendo conto delle tolleranze e della produzione

- θ_{CH} rotazione dovuta alle deformazioni del canale valutabili attraverso una modellazione FEM agli elementi finiti o verifica sperimentalmente

- L distanza tra il bullone ed il canale

La verifica consiste nel definire una massima rotazione ovvero

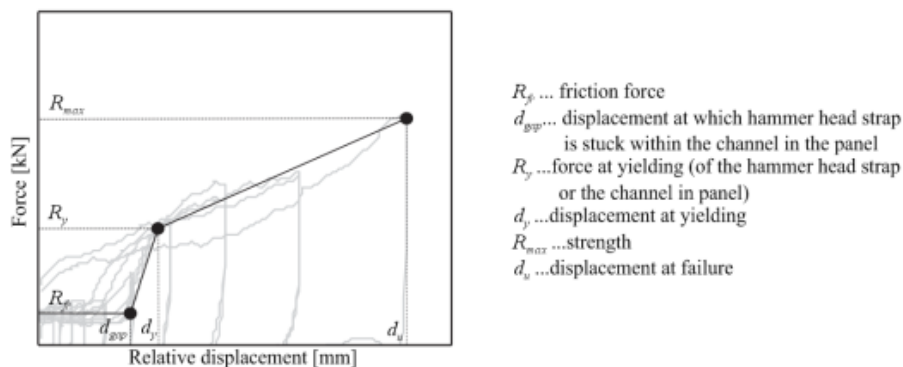


$$L_{GAP} \geq L * [1 - \sqrt{1 - (d_U/L)^2}]$$

Progettazione considerando la **interazione pannello struttura**

Le procedure e i parametri di progettazione dovranno basarsi sui dati sperimentali per le prove cicliche:

L'involuppo di risposta isteretica del comportamento al taglio delle connessioni con fascetta a testa di martello può essere idealizzato come suggerito nella Figura. Si riconoscono tre punti caratteristici.



I punti caratteristici dell'involuppo di risposta forza-spostamento di una connessione a cinghia con testa di martello con canali forti possono essere valutati utilizzando le seguenti espressioni:

$$R_{FR} = M_{FR}/L ;$$

$$R_Y = [M_{YN} + d_U P + M_{FR}] / \sqrt{L^2 - d_Y^2}$$

$$R_{MAX} = [M_{PLN} + d_U P + M_{FR}] / \sqrt{L^2 - d_U^2}$$

$$d_{GAP} = \theta_{GAP} * L ; d_Y \approx d_{GAP} ; d_U = (\theta_{GAP} + \theta_{ST}) * L$$

M_{FR} momento produttore del bullone funzione del serraggio

L distanza tra il bullone e il canale montato nel pannello

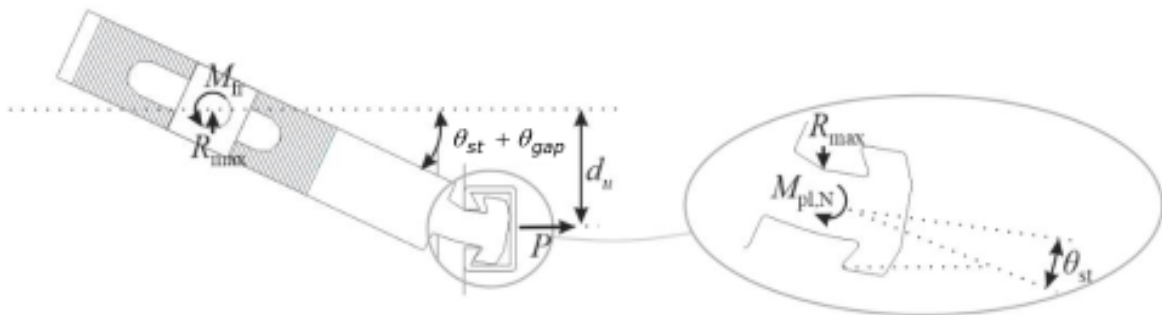
M_{YN} resistenza a flessione della cinghia della testa del martello tenendo conto della forza assiale N ;

M_{pIN} resistenza a flessione della fascetta della testa del martello tenendo conto della forza assiale N ;

P forza in direzione perpendicolare al piano del pannello

θ_{GAP} rotazione della cinghia dovuta alle tolleranze all'interno del canale

θ_{ST} rotazione della cinghia dovuta alle deformazioni flessionali della cinghia in corrispondenza del restringimento appena sotto la testa , che può essere stimata come curvatura ultima moltiplicata per la lunghezza del restringimento



I punti caratteristici dell'involuppo di risposta forza-spostamento di una connessione con cinghia a testa di martello con canali deboli possono essere valutati utilizzando le seguenti espressioni:

$$R_{fr} = \frac{M_{fr}}{L}$$

$$R_y = \frac{\left[\frac{1}{2} R \sqrt{1 - \left(\frac{d_y}{L} \right)^2} (R_{ch,y} - P) + d_y P + M_{fr} \right]}{\sqrt{L^2 - d_y^2}}$$

$$R_{max} = \frac{\left[\frac{1}{2} R \sqrt{1 - \left(\frac{d_u}{L} \right)^2} (R_{ch,u} - P) + d_u P + M_{fr} \right]}{\sqrt{L^2 - d_u^2}}$$

$$d_{GAP} = \theta_{GAP} * L ;$$

$$d_Y \approx d_{GAP} ;$$

$$d_U = (\theta_{GAP} + \theta_{CH}) * L$$

M_{FR} momento produttore del bullone funzione del serraggio

L distanza tra il bullone e il canale montato nel pannello

$R_{CH,Y}$ resistenza allo snervamento fuori del piano del canale (produttore)

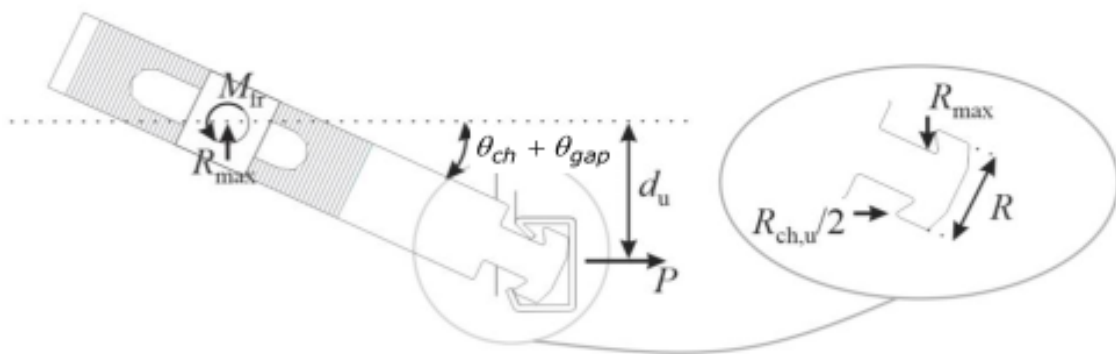
R_{chU} resistenza fuori del piano del canale (produttore)

R distanza indicata

P forza in direzione perpendicolare al piano del pannello

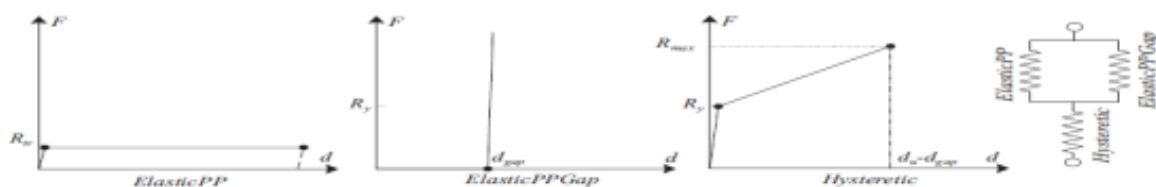
θ_{GAP} rotazione della cinghia dovuta alle tolleranze all'interno del canale

θ_{ST} rotazione della cinghia dovuta alle deformazioni flessionali della cinghia in corrispondenza del restringimento appena sotto la testa, che può essere stimata come curvatura ultima moltiplicata per la lunghezza del restringimento



Modello di comportamento isteretico

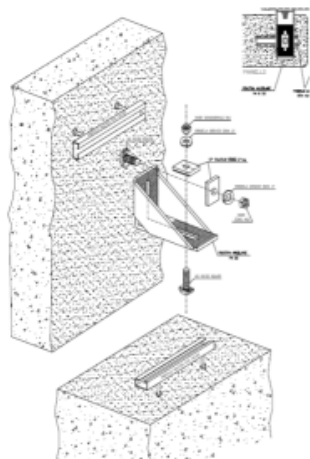
La risposta isteretica di una connessione con cinghia a testa di martello può essere modellata utilizzando una combinazione di tre diverse risposte: elasto-plastica; gap e isteretico, che solitamente sono inclusi nei programmi commerciali per l'analisi non lineare.



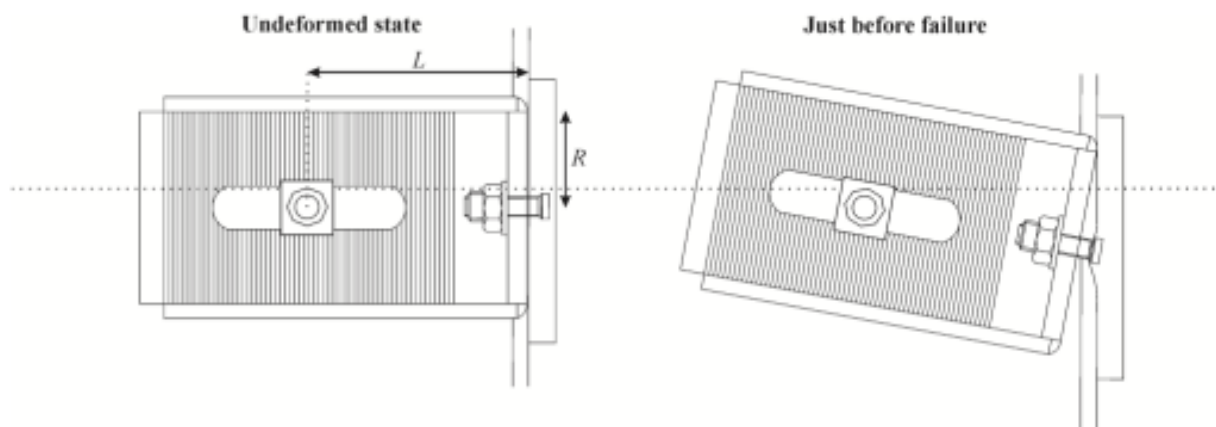
Se i pannelli non sono ancorati ma solo appoggiati sulla trave di fondazione, gli spostamenti relativi nelle connessioni pannello-struttura sono più difficili da modellare: dovrebbe essere eseguita un'analisi dinamica non lineare con modelli appropriati che consentano il comportamento oscillante

Collegamento angolari in acciaio

La connessione angolare in acciaio è costituita da due canali in acciaio montati su una trave (o colonna) e un pannello e un angolare in acciaio fissato ai canali mediante bulloni

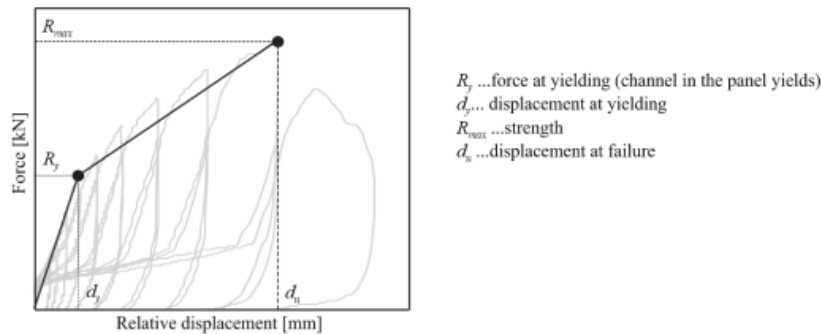


Il comportamento delle connessioni angolari in acciaio, quando caricate a taglio, è presentato schematicamente in Figura. Le forze di compressione vengono indotte su un bordo dell'angolo e le forze di tensione vengono indotte nel bullone. La connessione fallisce a causa del guasto del canale montato nel pannello. Il bullone viene quindi estratto dal canale.



Per i carichi sismici dovrà essere verificata la resistenza a taglio e fuori piano della connessione. La rigidità della connessione angolare in acciaio non è trascurabile e dovrebbe essere presa in considerazione nell'analisi globale della struttura. Nella situazione più semplificata, le connessioni angolari in acciaio potrebbero essere considerate come giunzioni a spillo. Nella direzione perpendicolare al piano del pannello, le forze di progetto nelle connessioni pannello-struttura dovrebbero essere calcolate come suggerito da EC8 (4.3.5.2 – verifica degli elementi non strutturali). La resistenza fuori piano e la capacità di deformazione a taglio della connessione della scatola a sbalzo dovrebbero essere dimostrate mediante prove sperimentali. L'involuppo di ri-

sposta isteretica del comportamento a taglio delle connessioni angolari in acciaio può essere idealizzato come in figura . Si riconoscono due punti caratteristici.



di coordinate (R_Y, d_Y) ; (R_{MAX}, d_U)

$$R_Y = \frac{\left[\frac{1}{2} R \sqrt{1 - \left(\frac{d_Y}{L} \right)^2} (R_{ch,Y} - P) + d_Y P + M_{fr} \right]}{\sqrt{L^2 - d_Y^2}}$$

$$R_{max} = \frac{\left[R \sqrt{1 - \left(\frac{d_U}{L} \right)^2} (R_{ch,U} - P) + d_U P + M_{fr} \right]}{\sqrt{L^2 - d_Y^2}}$$

$$d_Y = \sqrt{e_{ch,Y} (2L - e_{ch,Y})}$$

$$d_U = \sqrt{e_{ch,U} (2L - e_{ch,U})}$$

M_{FR} momento produttore del bullone funzione del serraggio

L distanza tra il bullone e il canale montato nel pannello

$e_{CH,Y}$ deformazione snervamento fuori del piano del canale (sperimentale o FEM)

$e_{CH,U}$ deformazione ultima fuori del piano del canale (sperimentale o analisi FEM)

R_{chY} resistenza allo snervamento fuori del piano del canale

R distanza indicata

P forza in direzione perpendicolare al piano del pannello

Nel calcolo strutturale di un prefabbricato industriale nel quale consideriamo la iterazione con pannelli prefabbricati di tamponatura si pone la problematica di definire la rigidezza del collegamento che rappresenta la rigidezza globale della tamponatura. In funzione delle curve $F - d$ è possibile ricavare la rigidezza e modellare la tamponatura interagente con il telaio prefabbricato isostatico.

Non ci dilunghiamo ulteriormente sui collegamenti in sede di calcolo il produttore ci fornisce il valore della rigidezza del collegamento da inserire nel nostro software come cedevolezza del vincolo , ovvero del nodo di collegamento o come link.

12-La trave portacarroponte

Il carro ponte è una struttura solitamente metallica presente negli edifici industriali la cui funzione è quella di sollevare carichi e spostarli all'interno del capannone

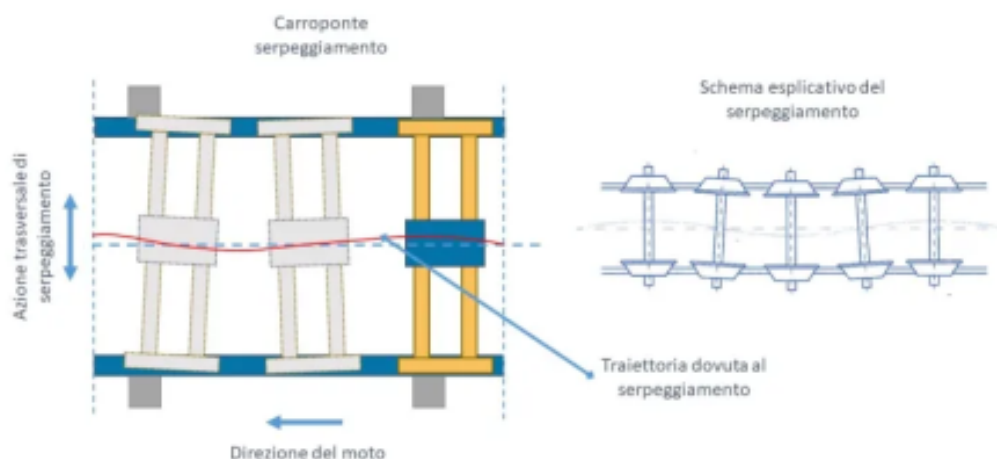


La trave portacarroponte è la via di corsa che può essere in acciaio, legno o in c.a.p. che poggia su mensole tozze fuoriuscenti dai pilastri: essa è sollecitata dal carico verticale e da azioni trasversali. Il moto del carro ponte sui binari delle vie di corsa non è perfettamente rettilineo. Le azioni trasversali sono

- Serpeggiamento
- Tiro obliquo

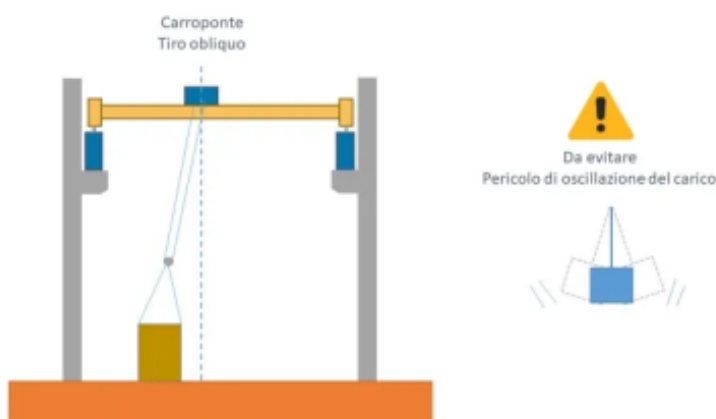
A causa della conicità dei cerchioni e delle inevitabili irregolarità del piano di rotolamento e della posa dei binari, il carro ponte procede con un moto di serpeggiamento che manda i bordini delle ruote ad urtare alternativamente contro le rotaie. Durante il moto, il carro ponte trasla in direzione trasversale e ruota intorno all'asse verticale. Il centro del carro ponte descriverà una curva sinusoidale rispetto alla mezzzeria dei binari.

Serpeggiamento



Tiro obliquo

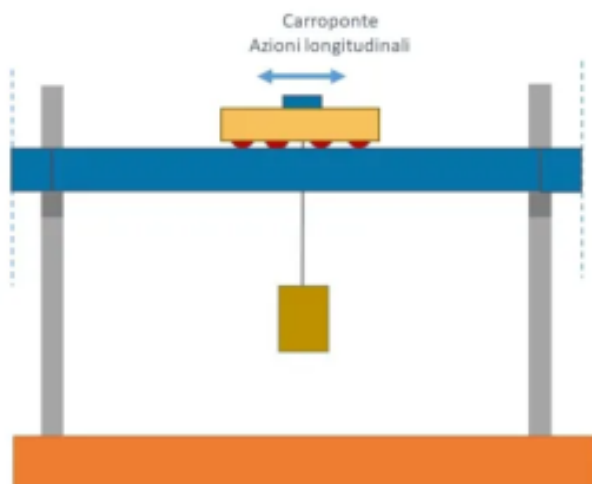
Il tiro obliquo si verifica quando il carico non viene sollevato in asse con il carrello del carro ponte. In tal caso si generano delle forze orizzontali trasversali. Anche se le azioni generate dal tiro obliquo vanno considerate nel calcolo, tale operazione è sempre da evitare nel rispetto della sicurezza degli operatori. Il tiro obliquo infatti risulta essere un'operazione pericolosa perché genera l'oscillazione del carico dopo il sollevamento.



In maniera semplificata, come prescritto dalle norme CNR 10021-85, le azioni orizzontali trasversali, somma delle azioni dovute al serpeggiamento, al tiro obliquo e alle forze di inerzia generate dalle accelerazioni e decelerazioni del carrello, possono essere assunte pari a 1/10 delle azioni verticali statiche più gravose trasmesse dalle ruote. Lo scarico verticale delle ruote del carro ponte solitamente viene fornito dal produttore.

Forze longitudinali

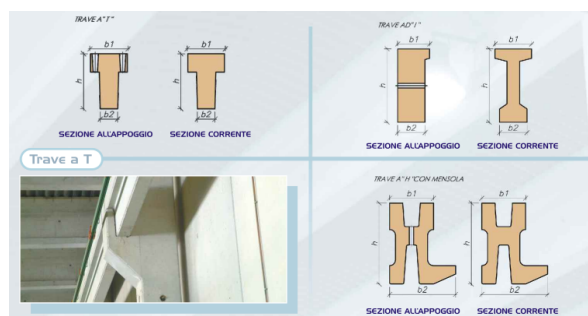
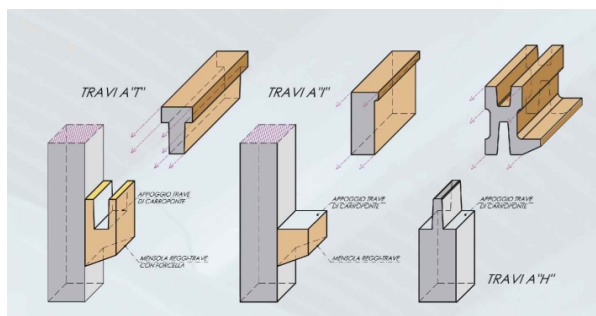
Le azioni orizzontali longitudinali sono dovute alle forze d'inerzia generate dall'accelerazione e decelerazione del carro ponte in direzione longitudinale. Tali forze vengono valutate in maniera semplificata, in accordo alle norme CNR 10021-85, pari ad 1/7 delle azioni statiche verticali massime trasmesse dalle ruote del carro ponte.



Le travi portacarroponte , dette anche vie di corsa, sostengono le rotaie del carro-ponte. Le azioni agenti sulle travi di scorrimento sono:

- carichi verticali dovuti al peso proprio e al carico al gancio;
- carichi trasversali (tiro obliquo e serpeggiamento);
- carichi longitudinali (forze d'inerzia)
- azioni eccentriche dovute alla rotaia non perfettamente centrata sulla trave.

Lo schema statico è di trave sui due appoggi isostatica che limita le due traslazioni orizzontali ; Gli appoggi sono le mensole tozze ricavate sui pilastri



Le frecce massime verticali e orizzontali :

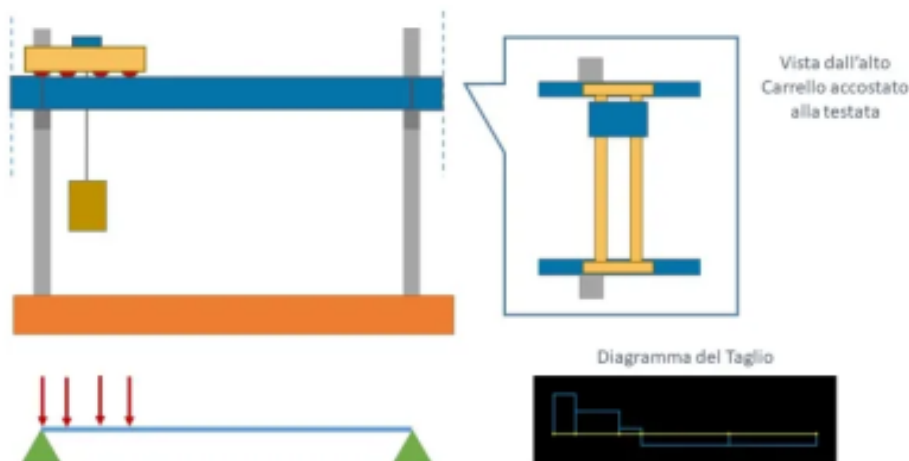
$$f_v = L/800 \text{ freccia verticale}$$

$$f_o = L/600 \text{ freccia orizzontale}$$

I carroporti, a seconda della portata, avranno 2 o 4 ruote per testata. In ogni caso, per il calcolo della trave di scorrimento bisognerà considerare la posizione del carro-ponte sulla trave di scorrimento che genera il massimo taglio e il massimo momento flettente nel seguente modo:

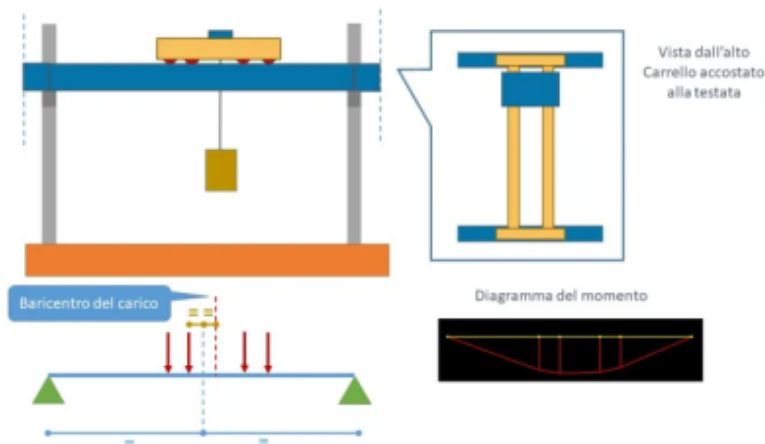
-posizione di massimo taglio:

il primo carico trasmesso dalla ruota del carro-ponte si troverà sull'appoggio;



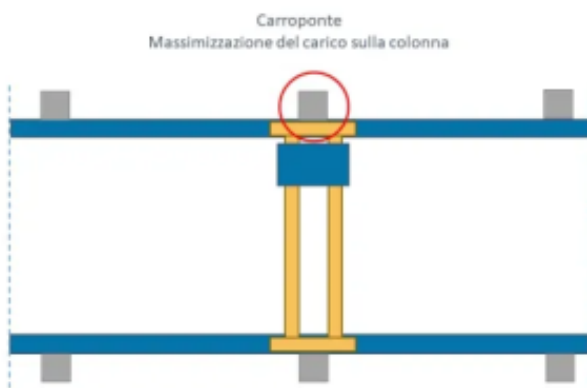
-posizione di massimo momento flettente:

il secondo carico (nel caso di testata a quattro ruote) e l'asse del baricentro dei carichi devono essere equidistanti dalla mezzeria della trave.



Le azioni sulle colonne

Le colonne su cui scaricano le vie di corsa saranno soggette ad un carico verticale eccentrico, perché la via di corsa non è in asse con la colonna, e alle azioni orizzontali longitudinali e trasversali trasmesse dal carro ponte. La massimizzazione dello scarico sulla colonna si ottiene posizionando il carro ponte centrato sul portale di riferimento, considerando il carrello accostato dal lato della colonna oggetto di verifica per massimizzarne il carico. Se le campate sono di luce diversa, bisognerà considerare la colonna che ha da una parte e dall'altra le campate di luce maggiore.



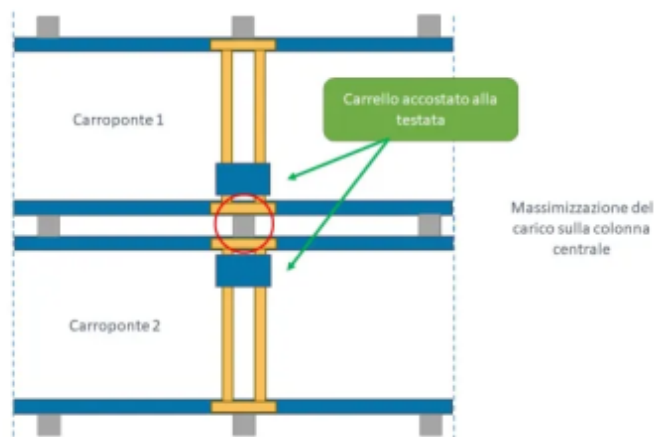
Carro ponte: le combinazioni di carico da considerare

Il peso del carro ponte G_{2k} va considerato come un carico permanente non strutturale non compiutamente definito, pertanto amplificato del fattore parziale $\gamma_G = 1.5$. Lo scarico del carro ponte sulle vie di corsa dipende dalla posizione del carrello che può essere accostato alle testate o posizionato in un punto intermedio. Per questo motivo lo scarico del carro ponte può essere considerato non compiutamente definito. Il carico accidentale del carro ponte ovvero il carico al gancio, quando viene considerato come carico accidentale secondario, va moltiplicato per il coefficiente di combinazione ψ della categoria E e per il fattore parziale γ_Q .

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

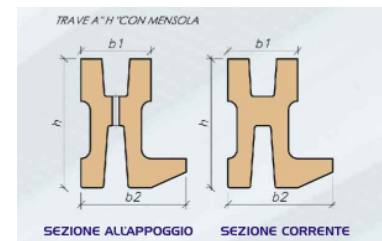
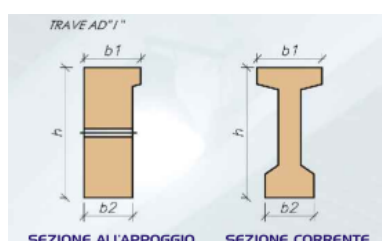
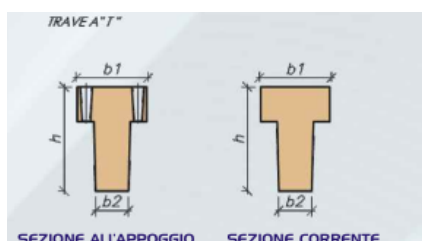
Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

In presenza di più carroponti, nelle combinazioni di carico bisognerà considerare le diverse posizioni reciproche del carroponte. Per esempio per massimizzare l'azione sulla colonna, bisognerà posizionare entrambi i carroponti centrati sulla colonna di interesse e considerare l'azione orizzontale trasversale trasmessa dal carroponte con segno concorde.



Le sezioni delle travi in c.a.p. da utilizzare come via di corsa

SERIE	H cm	B1 cm	B2 cm	Peso Kg./ml.	Luce m	Scartamento m	Portata carroponte ton.	Resa al fuoco
T	60	40	19,1	393	8,00	15,00	6,3	120
I	80	60	30	480	12,00	18,00	6,3	120
	110	60	27	822	20,00	20,00	10	120
H	110	60	90	1050	9,00	15,00	5	120



Non ci dilunghiamo nei calcoli delle travi porta carroponte, nel paragrafo dedicato porremo maggiore attenzione alla unione tra mensola tozza e via di corsa.

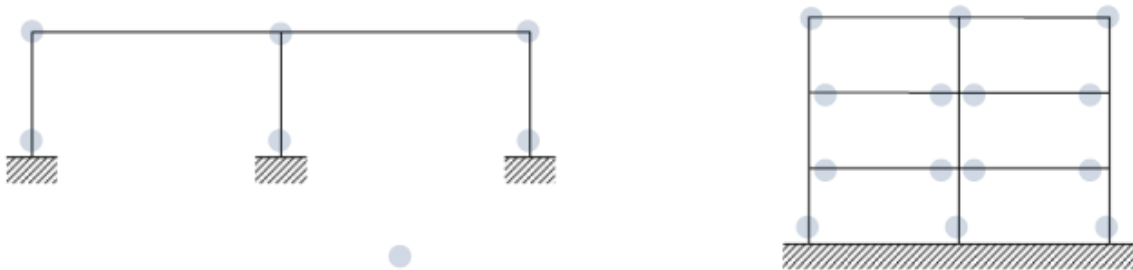
13-La verifica dei pilastri

Per quanto concerne la verifica dei pilastri nelle strutture prefabbricate è funzione delle condizioni di vincolo essendo delle strutture a telaio ad ognuna delle quali corrisponde una modalità di collasso con la migliore prestazione in termini di duttilità :

- Telaio con unioni ad incastro
- Telaio con unioni a cerniera
- Telaio monopiano isostatico

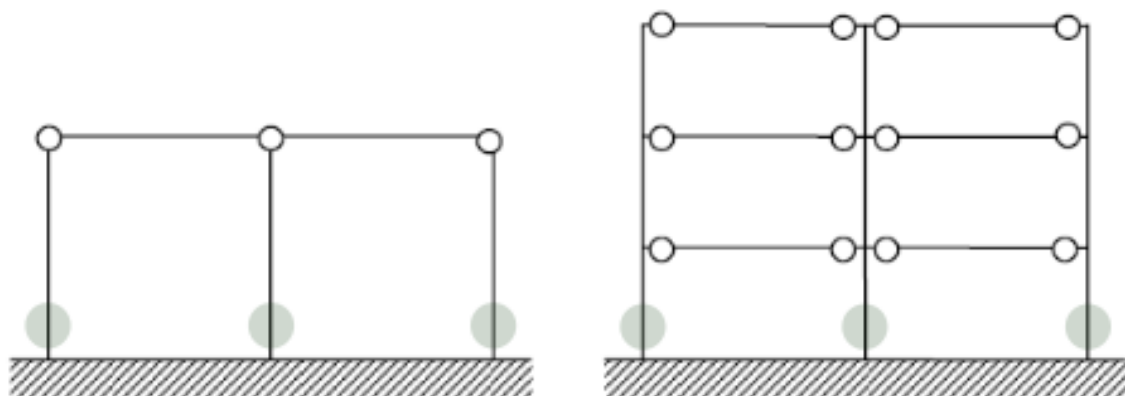
Telaio con unioni ad incastro

prevedono connessioni emulative delle strutture gettate in opera. Si tratta di schemi che prevedono la formazione delle cerniere plastiche nelle travi di tutti gli impalcati intermedi, ai nodi di sommità e nella sezione al piede dei pilastri. La gerarchia delle resistenze non si applica all'ultimo piano per cui le cerniere plastiche in sommità possono formarsi indifferentemente nel pilastro o nella trave. Per evitare meccanismi fragili (es. taglio) e il collasso di un solo piano (piano debole) si applicano i sovradimensionamenti di seguito descritti



Telaio con unioni a cerniera

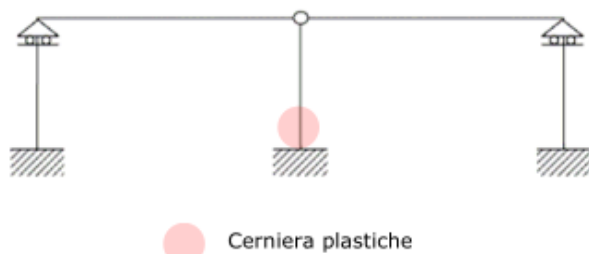
e continuità di forze (si veda la figura 2-4) (sistemi assai diffusi, con connessioni tipicamente a secco). Prevedono la formazione delle cerniere plastiche solo al piede dei pilastri.



● Cerniere plastiche

Telaio monopiano isostatico

(sistemi poco usati con appoggi scorrevoli e pilastri isostatici). La dissipazione energetica avviene solo al piede del pilastro senza vincoli scorrevoli.

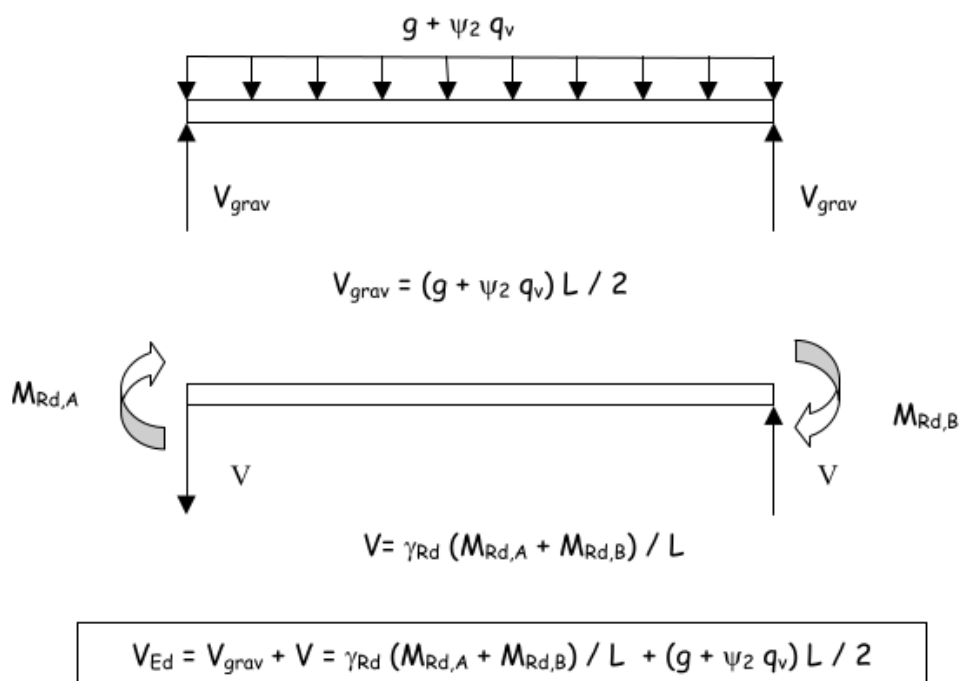


Il nostro prefabbricato presenta una parte realizzata con telaio monopiano mentre la parte anteriore a due piani per cui esaminiamo le tre tipologie di telaio.

2.2.1 Telai con unioni a incastro

Per questo schema strutturale si applicano i criteri di gerarchia delle resistenze a travi e pilastri come di seguito riportato.

• **TRAVI** – la gerarchia delle resistenze – G_{dR} - (livello 2 – G_{dR} fra sollecitazioni) si applica nei confronti di meccanismi fragili dovuti a rotture per taglio. Le **sollecitazioni di taglio** non si determinano quindi dall'analisi ma dall'equilibrio dell'elemento in semplice appoggio a cui sono applicati i momenti resistenti delle sezioni di estremità amplificati con un opportuno coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} (pari a 1.20 per CD"A" e 1.00 per CD"B") e alle quali si somma il contributo dei carichi gravitazionali presenti durante il sisma:



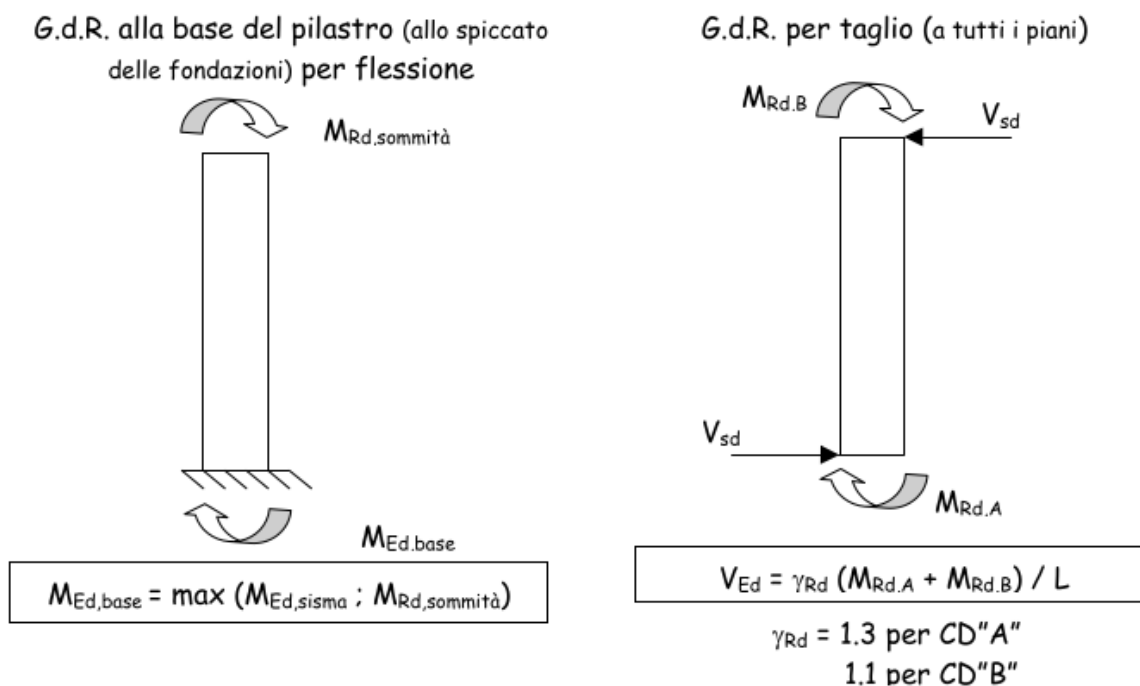
Naturalmente sono da considerare tutte le possibili combinazioni di segno anche in relazione alla direzione del sisma e la presenza del carico variabile q_v nel taglio V_{grav} dovuto ai carichi gravitazionali.

Per quanto riguarda la **verifica a flessione** le sollecitazioni di progetto sono quelle di calcolo derivanti dall'analisi (non si applica la "gerarchia delle resistenze").

• **PILASTRI** – è necessario evitare il meccanismo di "piano debole" (livello 1 – G_{dR} fra elementi), cioè è necessario sovradimensionare i pilastri in modo che le cerniere plastiche previste dal meccanismo di collasso che si vuole sviluppare si realizzino nelle travi convergenti in un nodo trave-pilastro e non nel pilastro. Il momento flettente di progetto per un pilastro è dedotto dal calcolo, ma allo stesso tempo è necessario che sia soddisfatta la seguente condizione in ogni direzione e verso dell'azione sismica:

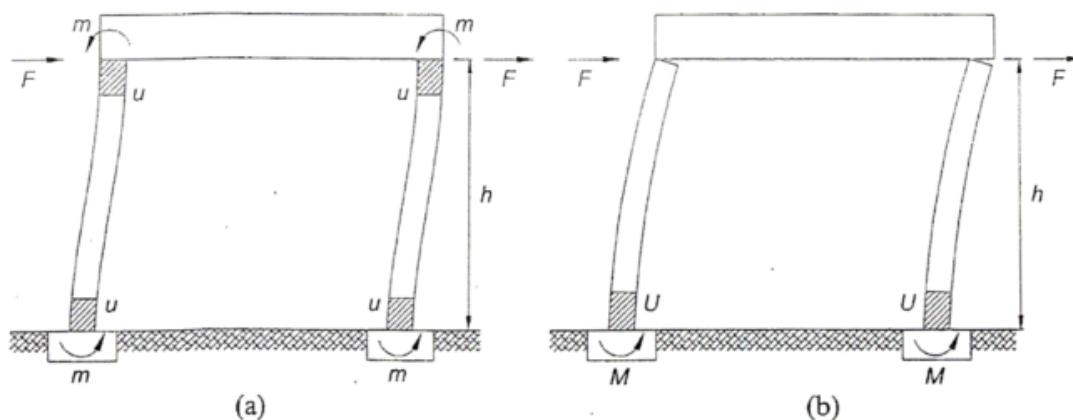
$$\Sigma M_{Rd,c} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rd,b}$$

Dove con $M_{Rd,c}$ e $M_{Rd,b}$ si intendono rispettivamente i momenti resistenti dei pilastri e delle travi convergenti nel nodo, γ_{rd} vale rispettivamente 1.1 e 1.3 per CDB e CDA. Tale criterio non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano. Alla base del pilastro, allo spiccato delle fondazioni, si adotta come momento di calcolo il maggiore tra quello risultante dall'analisi e il momento resistente della sezione posta alla sommità (relativa al piano considerato) del pilastro. Il pilastro, come le travi, deve rispettare, inoltre, la gerarchia delle resistenze evitando l'instaurarsi di fenomeni di rottura per taglio.



Telai con unioni a cerniera

Come già anticipato, questo è lo schema più diffuso nella prefabbricazione italiana e viene utilizzato sia per edifici monopiano, sia per quelli pluripiano nei quali si prevedono pilastri a tutta altezza e travi incernierate ai diversi piani. Si individuano nelle zone al piede dei pilastri le uniche regioni dissipative e il meccanismo di collasso porta alla formazione di tante cerniere plastiche quanti sono i pilastri. Analisi dinamiche svolte su modelli che tengono conto del comportamento non lineare del materiale e degli effetti geometrici del secondo ordine dimostrano che, a parità di forze sismiche agenti, le strutture con travi incernierate, che dispongono come detto di sezioni critiche al piede dei pilastri dimensionate per i corrispondenti momenti d'incastro, possono dissipare quantità di energia analoghe a quelle dissipate dalle strutture monolitiche con unioni a incastro. Con riferimento alla figura le strutture monolitiche dissipano energia in un numero maggiore di sezioni critiche dimensionate per momenti "praticamente dimezzati".



Nello schema a) le quattro sezioni critiche, dimensionate per un momento flettente

$M = Fh/2$, dissipano una quantità di energia pari a "u" ciascuna;

nello schema b) le due sezioni critiche alla base dei pilastri, dimensionate per un momento flettente $M = Fh$ dissipano una quantità di energia "U" doppia rispetto al caso a), per cui $4u = 2U$.

Per travi e pilastri, il criterio di gerarchia delle resistenze

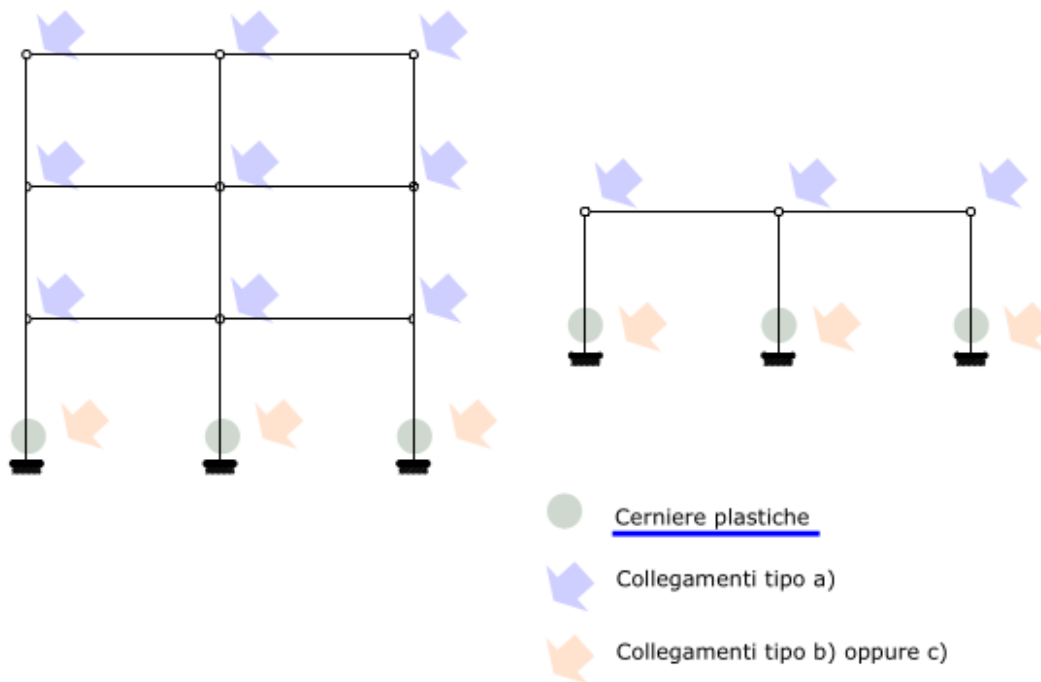
- **TRAVI** – Non essendo sede di dissipazione energetica nel meccanismo di collasso, svolgono solamente la funzione di bielle e non si applica alcun criterio di sovraresistenza nei confronti del meccanismo a taglio:

$$V_{Ed} = V_{Ed} ; \text{sismica}$$

- **PILASTRI** – Trattandosi di travi incernierate ai pilastri, non ha senso verificare che la resistenza del pilastro sia maggiore di quella della trave, per cui si ha:

$$M_{Ed} = M_{Ed} ; \text{sismica}$$

• **COLLEGAMENTI** – Va considerata la presenza di un taglio derivante dalla gerarchia delle resistenze legato ai collegamenti. Molta attenzione va prestata a tutti i collegamenti fra elementi prefabbricati che influiscono sul comportamento meccanico dell'organismo strutturale e quindi sulla risposta durante l'evento sismico.



In particolare la normativa prevede tre tipologie di collegamenti:

• collegamenti situati al di fuori delle zone critiche che non intervengono nei meccanismi dissipativi della struttura. Si tratta delle connessioni tegoli-travi, travi-pilastro e, laddove previsto, pilastro-pilastro. Questi collegamenti devono essere sovradimensionati in modo tale da permettere la formazione del meccanismo di rottura previsto. Infatti, in caso contrario, la connessione potrebbe danneggiarsi durante l'evento sismico e verrebbe meno prima della formazione delle cerniere plastiche, modificando in tal modo lo schema statico resistente.

Il coefficiente di sovrarresistenza è pari a:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture progettati in CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.20$ per strutture progettati in CD "A"

• collegamenti situati all'interno delle zone critiche, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione nelle zone attigue all'interno degli elementi prefabbricati. Un esempio tipico è il bicchiere dei plinti a pozzetto che deve essere progettato in modo tale da spostare la zona dissipativa al di sopra del colletto del plinto stesso. Poiché la connessione è all'interno delle zone critiche, si utilizza un coefficiente amplificativo maggiore rispetto al caso precedente:

$\gamma_{Rd} = 1.20$ per strutture progettati in CD "B"

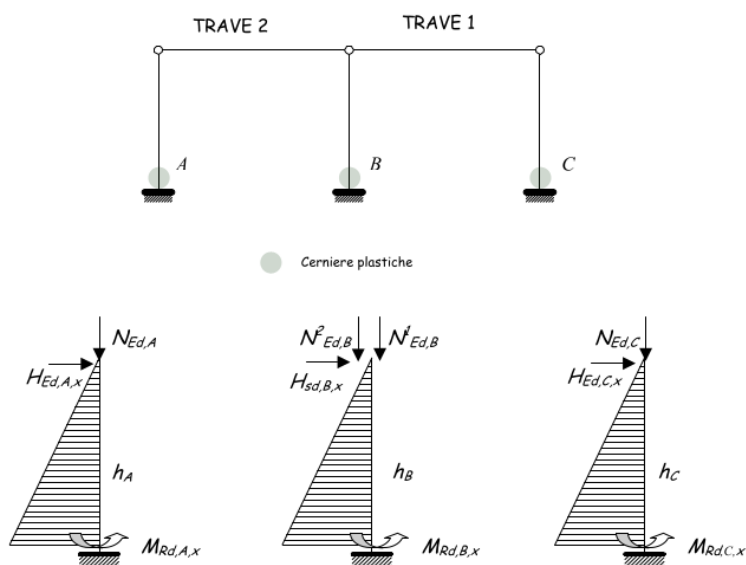
$\gamma_{Rd} = 1.35$ per strutture progettati in CD "A"

- collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di dissipazione energetica sotto carichi ciclici.

Le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera (unioni con guaine) o giunzioni realizzate da appositi inserti metallici con idonee e comprovate capacità dissipative fanno parte delle strutture monolitiche. L'idoneità di tali giunzioni, atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio e atte a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica per la CD "A" o per la CD "B", può essere desunta da normative di comprovata validità o da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazioni di ampiezza corrispondente al fattore di struttura q .

Il caso del telaio monopiano

Si prende in considerazione lo schema tipico delle strutture monopiano riportato nella figura. La gerarchia delle resistenze si applica ai seguenti casi:



- **VINCOLO D'INCASTRO AL PIEDE DEI PILASTRI** (ad es. bicchiere) – Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo b). Noti i momenti resistenti dei pilastri, la verifica del vincolo d'incastro va condotta con le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,A,x} \quad V_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,A,x} / h_A$$

$$M_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} \quad V_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} / h_B$$

$$M_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,C,x} \quad V_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,C,x} / h_C$$

con γ_{Rd} dei collegamenti tipo b), $M_{Rd,i,x}$ momento resistente dell' i -esimo pilastro associato al carico assiale N della combinazione sismica, h_i altezza dell' i -esimo pilastro.

• **COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO** – Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo a). Deve essere in grado di sviluppare la cerniera plastica alla base dei pilastri e quindi deve poter trasmettere una sollecitazione orizzontale pari a:

$$H_{EADX} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,A,x} / h_A$$

$$H_{EABX} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} / h_B$$

$$H_{EACX} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,C,x} / h_C$$

i momenti resistenti sono quelli al piede del pilastro

Nel caso del pilastro centrale B, va precisato che la sollecitazione così determinata è la somma di quelle relative alle connessioni con la trave di destra e con quella di sinistra:

$$(H_{EABX})^1 + (H_{EABX})^2 = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} / h_B$$

Per le situazioni più comuni appare abbastanza corretto proporzionare le due forze in rapporto al carico verticale che scarica ciascun elemento orizzontale nella condizione sismica. Pertanto:

$$(H_{EABX})^1 = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} / h_B * N^1_{EDB} / N^{TOT}_{EDB}$$

$$(H_{EABX})^2 = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} / h_B * N^2_{EDB} / N^{TOT}_{EDB}$$

Le sollecitazioni così determinate devono essere utilizzate nel dimensionamento dell'unione con γ_{rd} dei collegamenti tipo a).

SOLLECITAZIONI NEI PILASTRI – Il criterio di gerarchia delle resistenze si applica alla sollecitazione di taglio che deve essere coerente con quella che si ottiene dal momento resistente della sezione critica. Pertanto il taglio sollecitante vale:

$$V_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,A,x} / h_A$$

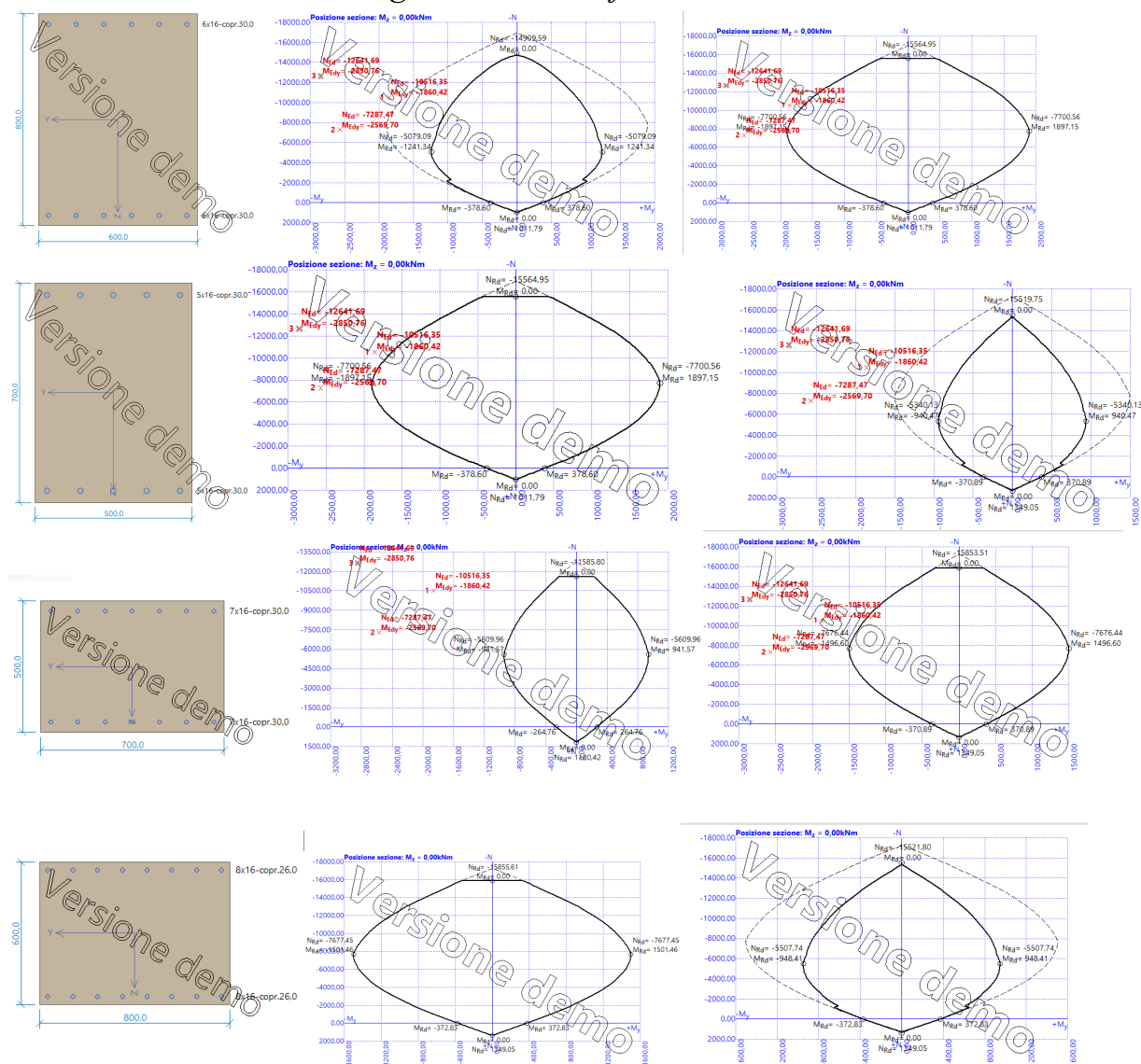
$$V_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,B,x} / h_B$$

$$V_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} * M_{Rd,C,x} / h_C$$

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture progettati in CD "B"

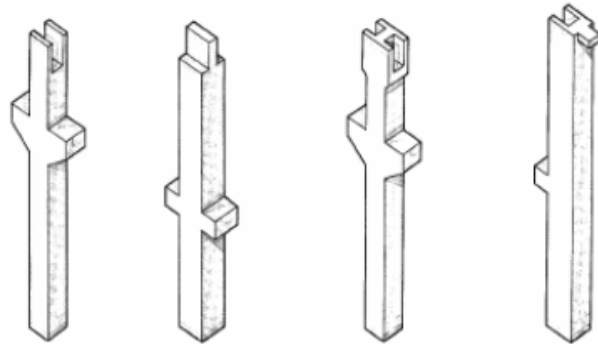
$\gamma_{Rd} = 1.30$ per strutture progettati in CD "A"

Da ultimo si fa notare che le sollecitazioni di flessione sono quelle che derivano dall'analisi della struttura; tuttavia nel caso in cui l'armatura del pilastro venga rastremata (o in presenza di vera e propria rastremazione della sezione in calcestruzzo) deve essere verificato che sia coperto il diagramma del momento prodotto dalla forza H_{sd} in sommità derivante dal calcolo della gerarchia delle resistenze



14-Le mensole tozze

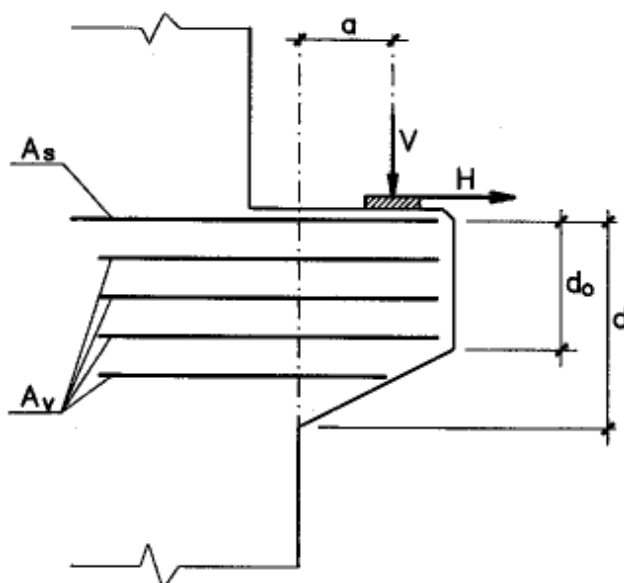
Le mensole tozze sono delle sporgenze dei pilastri prefabbricati sulle quali sono appoggiate delle travi solitamente via di corsa dei carriponte; sono di forma parallelepipeda o prismatica come in figura



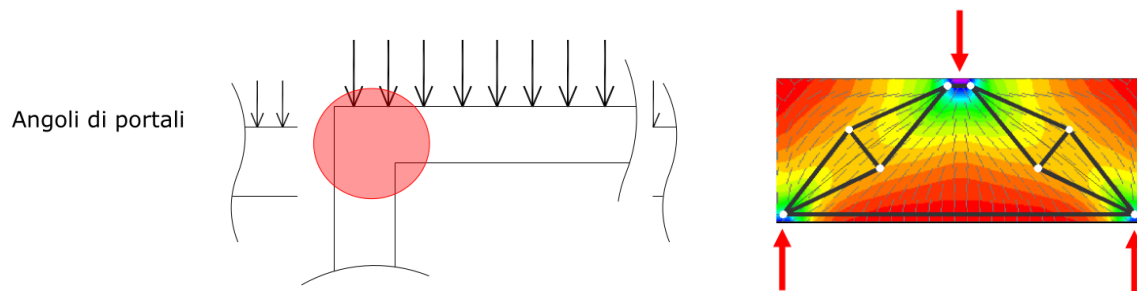
Vengono definite tozze in base alla snellezza di taglio $0.1 \leq \lambda_w \leq 1$ sollecitate da forze verticali V applicate su un'area ristretta e da forze orizzontali H ; la snellezza rappresenta il rapporto tra $\lambda_w = a/d$. Le NTC 2018 stabiliscono che per gli elementi in cui non valgono modelli meccanici semplici il calcolo può essere eseguito attraverso la schematizzazione tirante puntone e la verifica deve essere condotta nei riguardi:

- puntoni a compressione R_C
- trazione armatura tiranti R_S
- ancoraggio barre R_B
- resistenza dei nodi R_N

dalla gerarchia delle resistenze deve risultare $R_S < (R_C R_B R_{NS})$

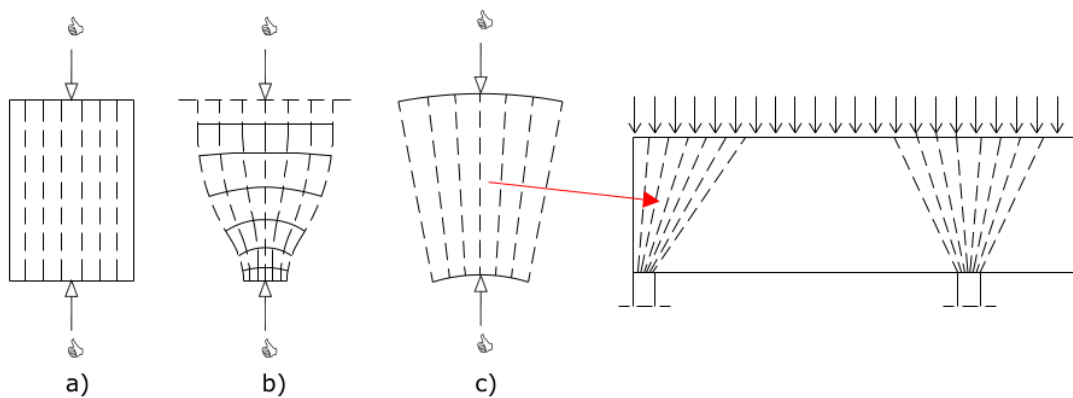


La modellazione con schemi tirante puntone non riguarda solo le mensole tozze ma anche carichi concentrati brusche variazioni di sezione



per essi si può eseguire una modellazione FEM. I puntone possono essere di tre tipi

- paralleli o prismatici
- diffusivi a ventaglio
- collo di bottiglia

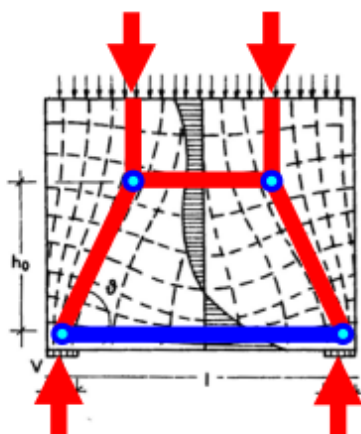


con $\sigma_{RDMAX} = f_{cd}$; in presenza di trazioni trasversali $\sigma_{RDMAX} = 0,6 * v' * f_{cd}$

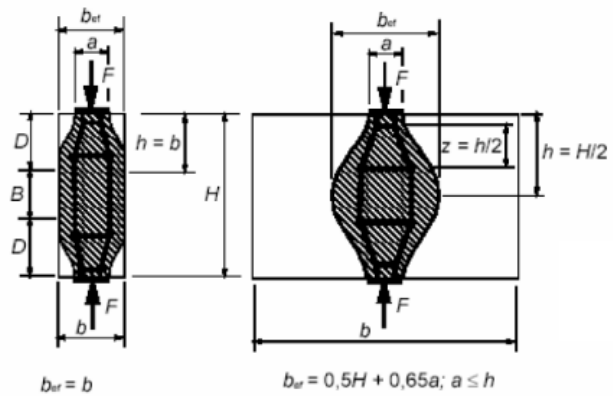
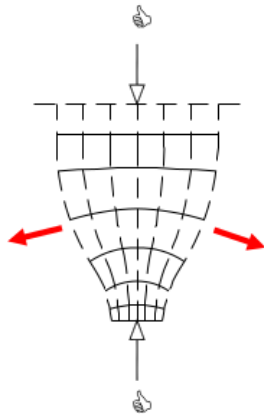
$$v' = (1 - f_{ck}/250)/0,85.$$

Le armature metalliche sono utilizzate come

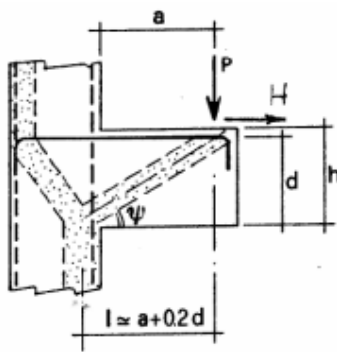
- tirante del modello tirante-puntone



- elementi resistenti alle forze di trazione ortogonali ai puntoni

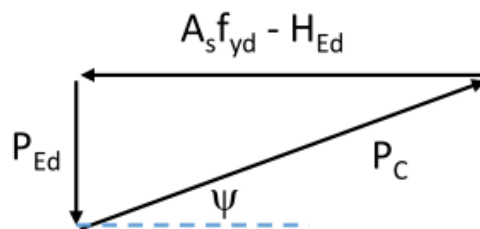


La circolare 2 febbraio del 2009 n° 617 istruzioni alle NTC 2008 riporta il calcolo e la verifica delle mensole tozze, individuano un meccanismo composto da un tirante orizzontale superiore corrispondente alla armatura tesa e un puntone inclinato di un angolo ψ che riporta il carico P_{ED} sul bordo del pilastro. La portanza della mensola in termini di resistenza della armatura discende dall'equilibrio del nodo



$$\cotg \psi \cong l/0,9d$$

$P_R = P_{RS} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) / \lambda$ con $\lambda = \cotg \psi = l / (0,9 * d)$ per la verifica deve essere



$$P_{ed} = P_c \sin \psi$$

$$P_{ed} / (A_s f_{yd} - H_{Ed}) = 1 / \cotg \psi$$

$$A_s f_{yd} - H_{Ed} = P_c \cos \psi$$

$$P_{RS} = P_R = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) 1 / \lambda$$

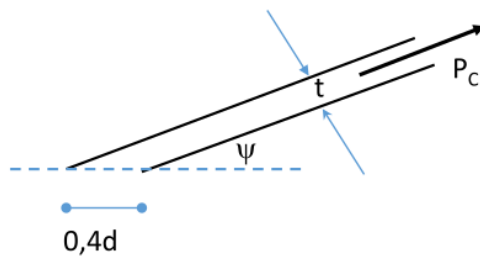
$P_R \geq P_{ED}$; la resistenza del puntone di calcestruzzo

$$P_{RC} = 0,4 * b * d * f_{cd} * c / (1 + \lambda^2) \geq P_{RS}$$

con $c = 1$ per sbalzi di piastre non provviste di staffatura e

$c = 1.5$ per sbalzi di travi provvisti di staffatura

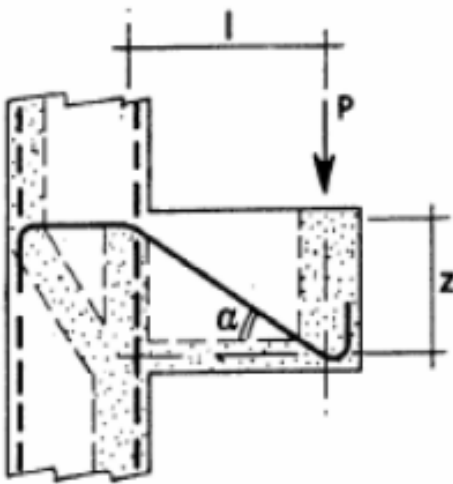
Biella compressa



$$P_{RC} \geq P_{RS}$$

$$P_{RC} = P_C \sin \psi = f_{cd} b \cdot 0,4d \sin^2 \psi = 0,4d b d f_{cd} (1/\cotg \psi)$$

Possiamo aggiungere un secondo meccanismo funzionante in parallelo costituito da un tirante inclinato ed un puntone inferiore

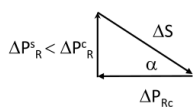


Attraverso l'equilibrio del nodo sul quale viene trasmessa la quota portante di carico si ottiene il corrispondente contributo di portanza in termini di armatura

$$\Delta P_R = A'_s f_{yd} \sin \alpha$$

che deve essere maggiore della resistenza del puntone compresso

$$\Delta P_{RC} = 0,2 * b * d * f_{cd} * \tan \alpha \geq \Delta P_R$$



$$\Delta S \cos \alpha = \Delta P_{RC}$$

$$\Delta S \sin \alpha = \Delta P_R^c$$

$$\Delta P_R^s = A'_s f_{sd} \sin \alpha = \Delta P_{RS}$$

$$\Delta P_R^c / \Delta P_{RC} = \tan \alpha$$

$$\Delta P_R^c = \tan \alpha \Delta P_{RC} = 0,2 b d f_{cd} \tan \alpha$$

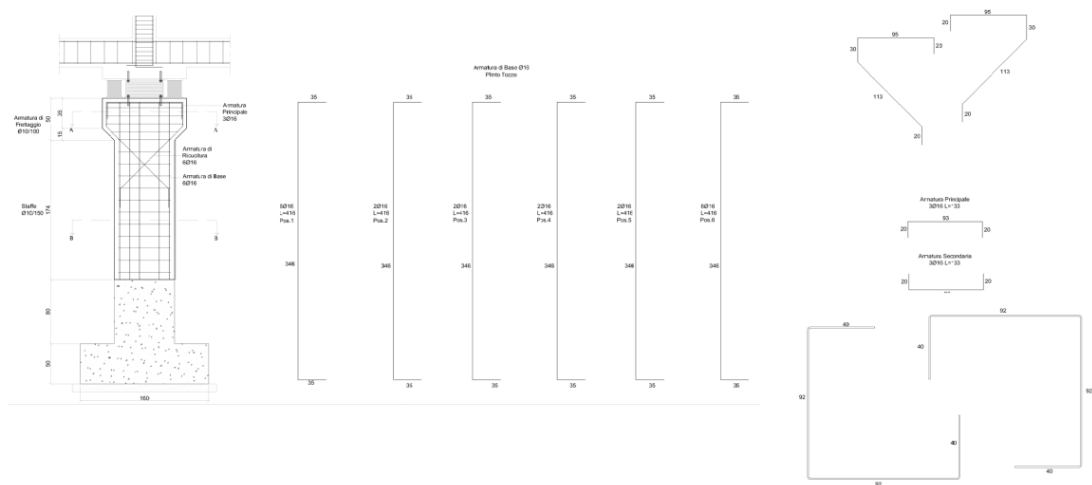
$$\Delta P_{RS} = \Delta P_R^s < \Delta P_R^c$$

La capacità globale portante della mensola calcolata secondo i due meccanismi

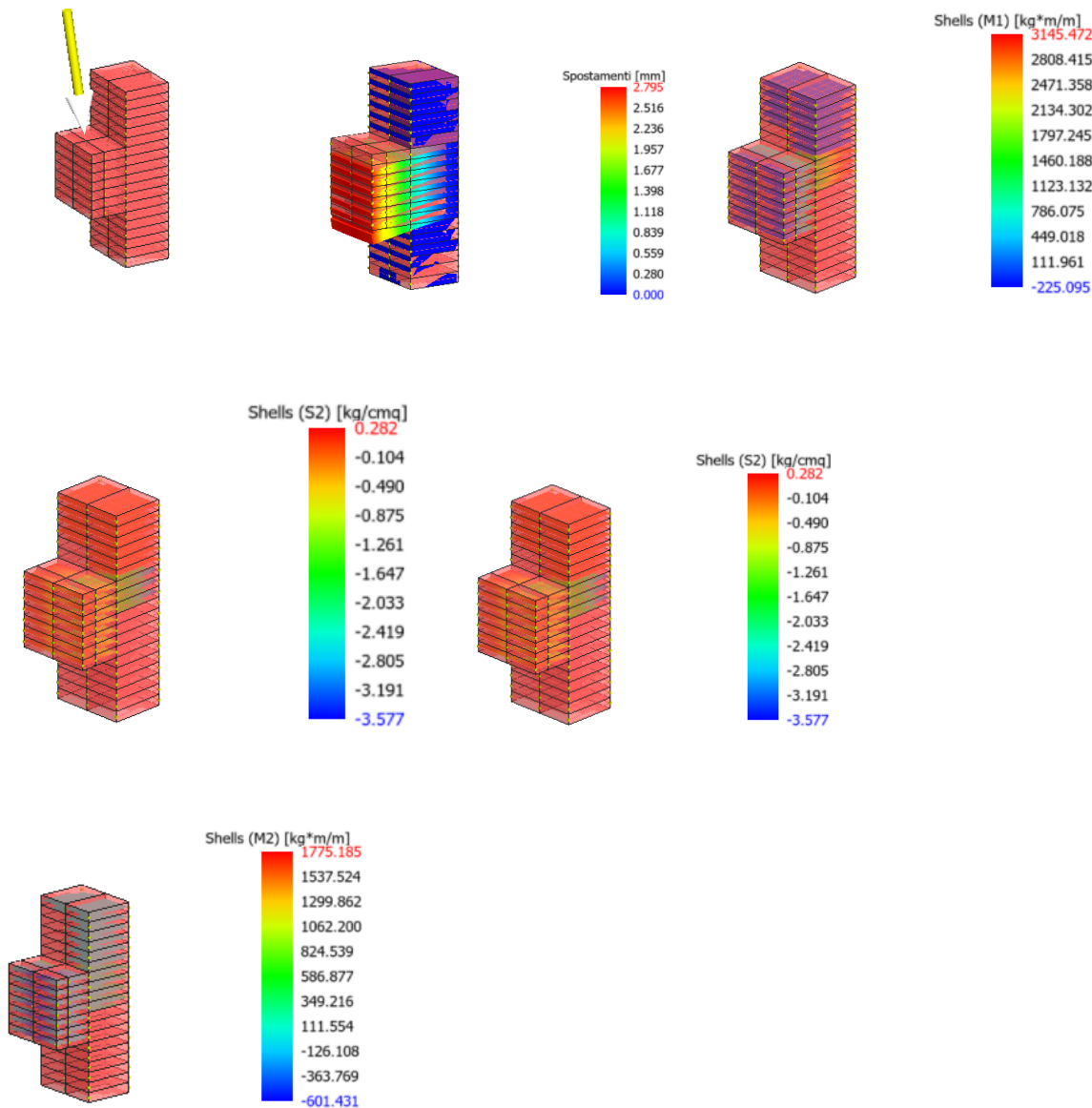
$$P_R = P_{RS} + 0,8 * \Delta P_R$$

considerando un contributo aggiuntivo della armatura inclinata pari al 20%.

Riportiamo un esempio di disposizione di armatura di un baggiolo

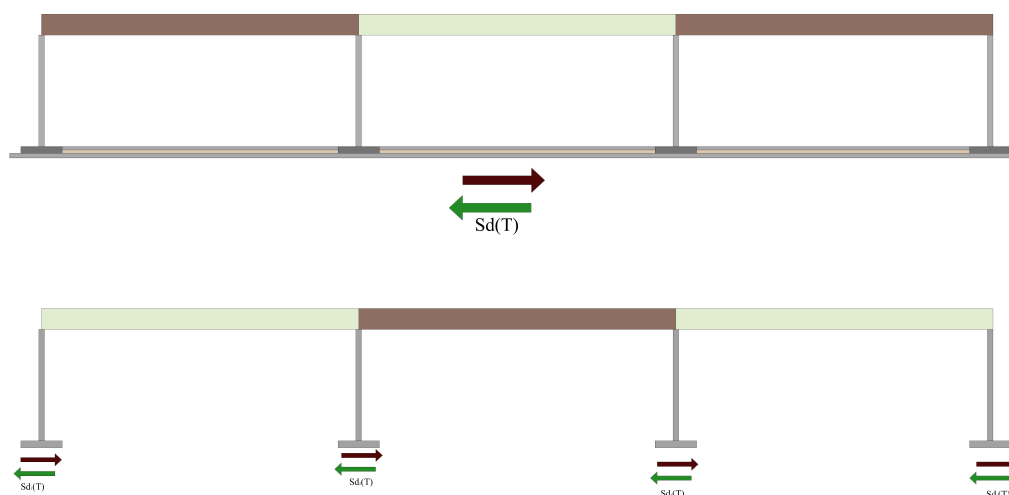


Eseguiamo la modellazione **FEM** di una mensola tozza , con elementi plateshell di dimensioni 70x40x70 $\lambda \approx 0,36$ $F_V=21000$ daN ; $F_{OX}=F_{OY}=F_V/10$



15-Le fondazioni , plinto a bicchiere

Le fondazioni dei capannoni industriali monopiano visto l'interesse tra i pilastri solitamente sono realizzate prive di travi di collegamento tra le piattabande dei singoli plinti a bicchiere; gli spostamenti relativi dovuti ad alterazione della geologia locale in occasione di eventi sismici possono modificare la risposta sismica del sistema poiché alla base si hanno accelerazioni differenti.



Il moto dinamico può essere in fase o in opposizione di fase per cui la modellazione strutturale complessa non è detto che sia peggiorativa o migliorativa di una accelerazione uguale alla base del prefabbricato.

Riportiamo testualmente le prescrizioni delle NTC 2018 per le fondazioni in zona sismica

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

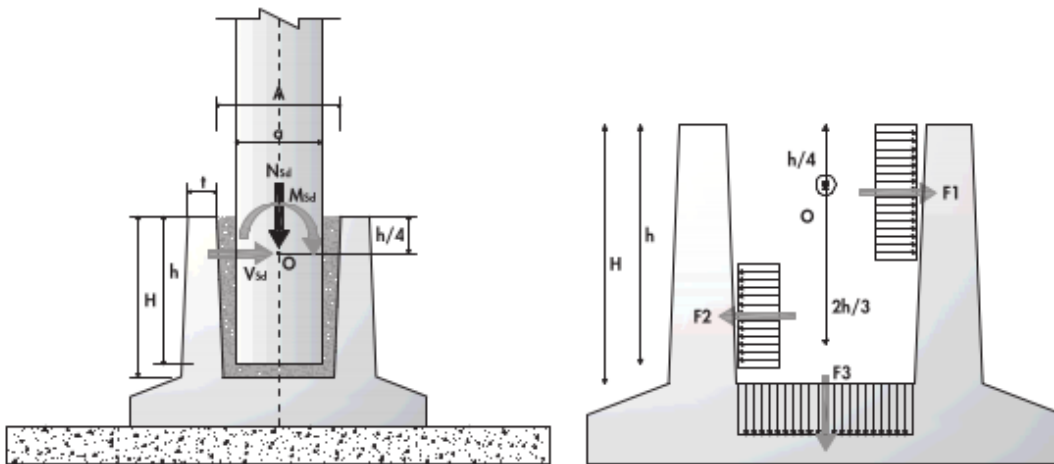
Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

Quando si progetta e si costruisce un prefabbricato industriale e buona pratica costruttiva realizzare travi di collegamento tra i plinti di fondazione con soletta di base estesa a tutta la superficie del capannone di spessore $25 \div 30$ cm . Il pilastro prefabbricato è alloggiato in un plinto a bicchiere



in genere è prefabbricato soltanto la piattabanda inferiore è realizzata gettata in opera ,il calcolo e progetto viene eseguito nel rispetto delle prescrizioni delle istruzioni CNR 10025/98 relative alle strutture prefabbricate.

I plinti di fondazione devono essere progettati per trasferire le azioni assiale, flettente e di taglio dal pilastro al terreno e gli interstizi fra pilastro e pozzetto devono avere dimensione ≥ 30 mm effettivi al fine di permettere una corretta costipazione del getto. I plinti prefabbricati devono essere posati su di una superficie opportunamente preparata, al fine di garantire una distribuzione uniforme delle sollecitazioni. È necessario preparare un allettamento di malta su cui posare a fresco i plinti, quando questi ultimi sono fondati su di una soletta di calcestruzzo preventivamente gettata in opera.



Il pozzetto può avere superficie interna lisci oppure in dentata.

- *Le armature devono essere progettate in modo da assicurare la trasmissione delle forze assunte nel modello ed essere correttamente ancorate.*
- *Le azioni di progetto M_{Sd} , V_{Sd} e N_{Sd} sono applicate a $1/4$ dell'altezza di infissione del pilastro, a partire dal colletto del bicchiere e si considerano equivalenti a distribuzioni di forze aventi risultanti F_1 , F_2 e F_3 in particolare:*

$$F_1 = 3/2 * M_{sd} / h + V_{sd} \quad F_2 = 3/2 * M_{sd} / h \quad F_3 = N_{sd}$$

Le limitazioni geometriche imposte al plinto a bicchiere

Limitazioni geometriche:

altezza bicchiere H :

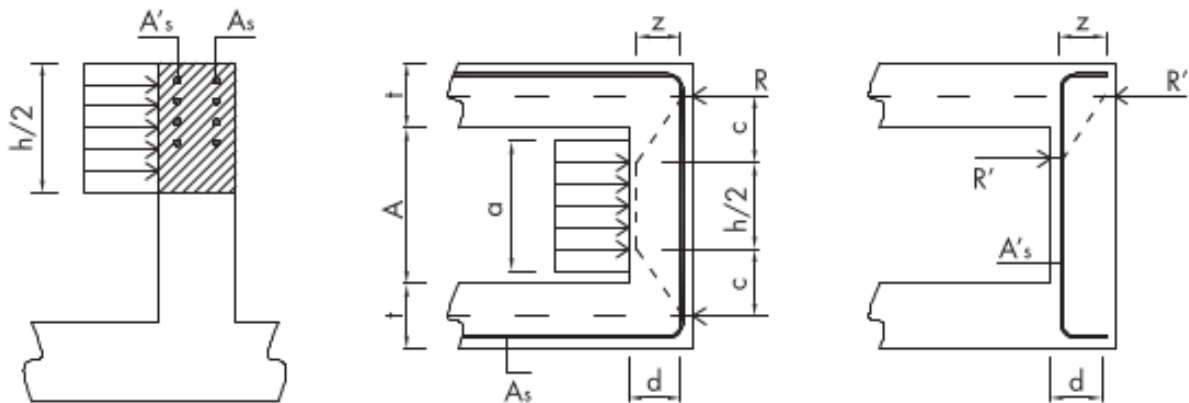
- $H \geq 1.20$ per lato pilastro se $M_{sd}/N_{sd} \leq 0.15$ per lato pilastro;

- $H \geq 2.00$ se $M_{sd}/N_{sd} \leq 2.00$ per lato pilastro;

- in tutti gli altri casi è consentita un'interpolazione lineare e comunque è consentita solo un'altezza $h \geq 300$ mm;

spessore setti bicchiere $\geq 1/3$ per lato interno pozzetto, in ogni caso ≥ 100 mm.

Il dimensionamento del setto frontale è effettuato in accordo con lo schema tirante-puntone di che si ipotizza sviluppato lungo la metà superiore del bicchiere. Nelle equazioni riportate di seguito permettono di verificare rispettivamente l'armatura orizzontale, il puntone di calcestruzzo e l'armatura verticale distribuita all'interno dei setti.



Armatura $2 * A_s * f_{yd} * (1 + \alpha) / \lambda \geq F_1$

Calcestruzzo $2 * 0.4 * d * h * f_{cd} / [2 * (1 + \lambda^2)] \geq F_1$

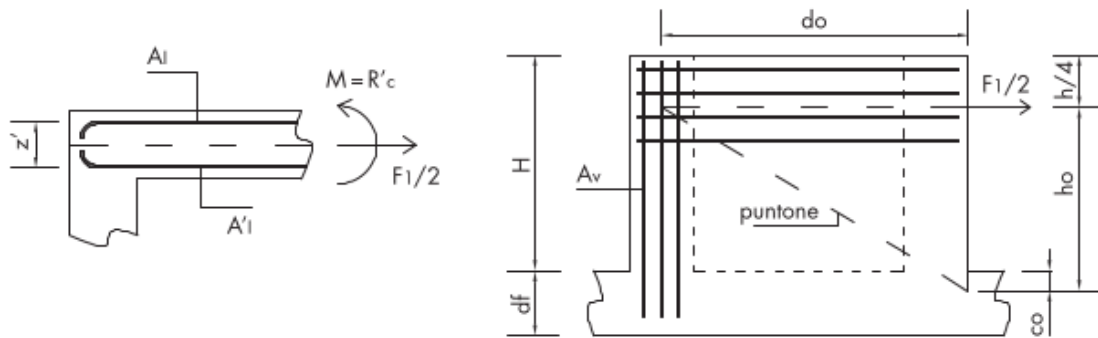
Base $[t * (a + t) + A_w * E_s / E_c] * f_{cd} \geq F_2$

dove $a = A'_s / A_s$; $\lambda = c / z$; $c = 0.9 * d$; $c = (A + t) / 2 - \alpha / 4$

Sui setti laterali si considera il contributo dei due anelli di armatura orizzontale esterna A_l ed interna A'_l per essi deve risultare :

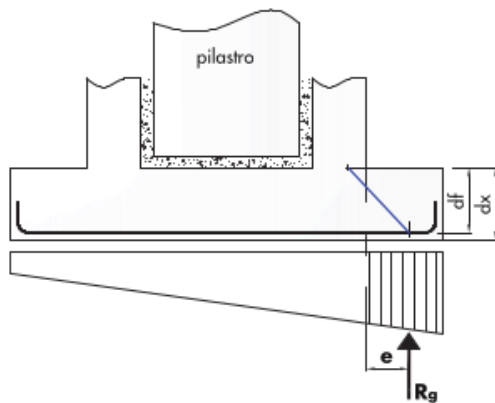
$$2 * A_l * f_{yd} / (a * c / z - 1) \geq F_1 \quad 2 * A'_l * f_{yd} / (a * c / z + 1) \geq F_1$$

L'armatura verticale A_v negli spigoli del bicchiere ed il relativo puntone di calcestruzzo nei setti laterali sono verificati ipotizzando che si instauri il meccanismo di figura .



$$\text{Armatura } 2 \cdot A_V \cdot f_{yd} / \lambda_o \geq F_1 \quad \text{Calcestruzzo } 2 \cdot 0.4 \cdot d \cdot h \cdot f_{CD} / (1 + \lambda_o^2) \geq F_1$$

$$\text{dove } \lambda_o = h_o / d_o = (3/4 \cdot h + c_o) / d_o \quad \text{e} \quad c_o = \min(0.2 \cdot d_o; d_f / 2)$$



L'armatura della soletta è costituita da una distribuzione di barre ortogonali nelle due direzioni principali A_x e A_y . Il loro dimensionamento è effettuato imponendo il meccanismo di figura e per mezzo delle seguenti equazioni:

$$A_X \cdot f_{sd} / \lambda_X \geq R_G \quad \text{dove} \quad \lambda_X = (e + 0.2 \cdot d_X) / d_X$$

La verifica al punzonamento è effettuata con riferimento ad un'impronta che si ottiene incrementando l'area della sezione del pilastro mediante un angolo di 33° , caratterizzata dal seguente perimetro critico:

$$u = 2a + 2b + 3\pi \cdot d_f$$

la verifica a punzonamento

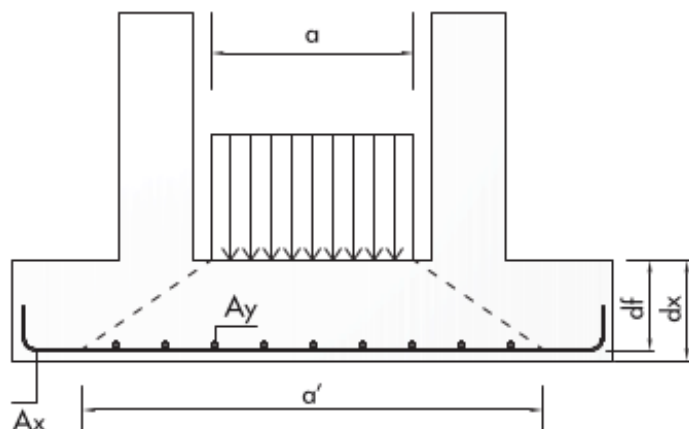
$$0.25 \cdot d_f \cdot u \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_f) \cdot f_{ctd} \geq N_{SD} \cdot [1 - (a' \cdot b') / A_{TOT}]$$

$$\text{dove } k = 1.6 - d_f \geq 1 \quad d_f \text{ espresso in metri } \rho_f = \sqrt{(\rho_X \cdot \rho_Y)} \leq 0.02$$

$$\rho_X = A'_X / (b' \cdot d_f) ; \quad \rho_Y = A'_Y / (a' \cdot d_f) ;$$

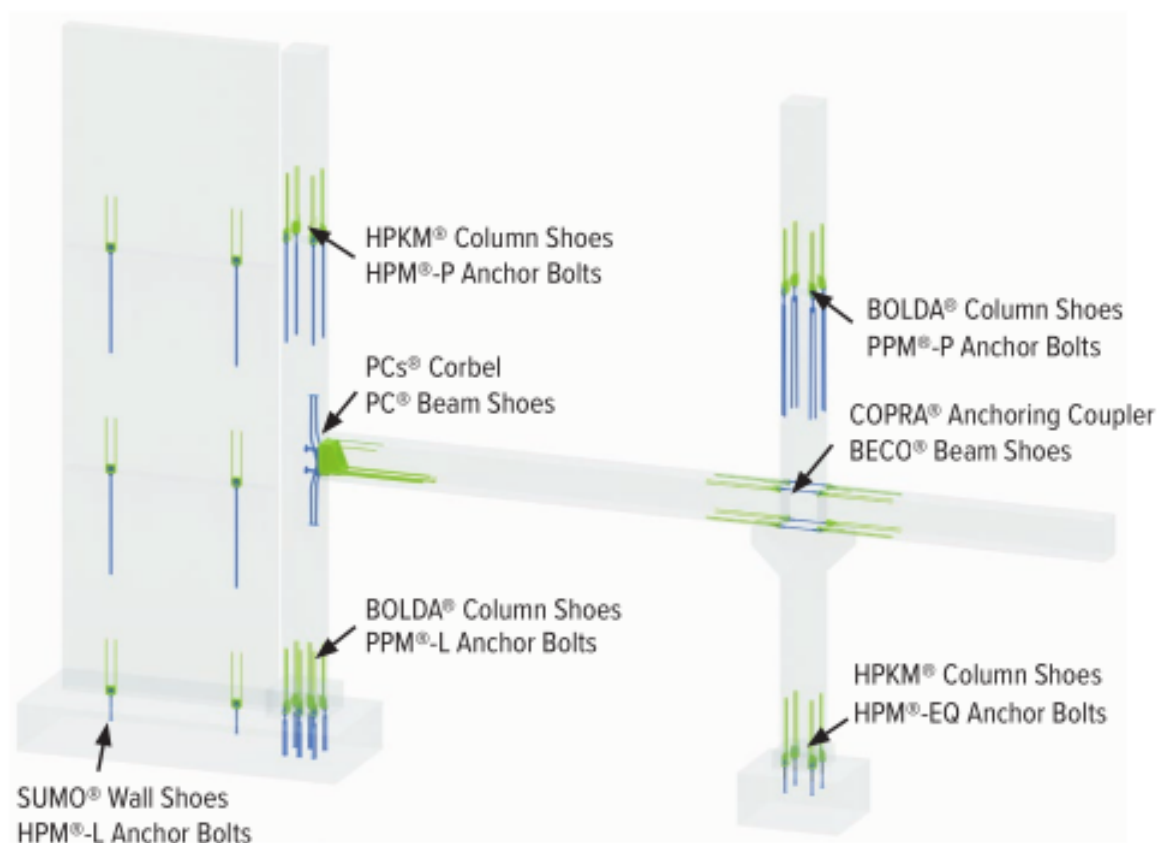
percentuali geometriche d'armatura nelle due direzioni comprese rispettivamente in b' e a' (armatura aggiuntiva oppure già ancorata e non più utile a flessione per lo sbalzo della soletta);

$$a' = a + 3d_f; \quad b' = b + 3d_f; \quad A_{tot} = \text{area totale di fondazione.}$$



Progetto e calcolo della piattabanda su pali

Sempre per le strutture prefabbricate esiste un altro modo di realizzare la fondazione e i giunti in elevazione attraverso delle armature passanti come riportato in figura



Nei plinti a bicchiere prefabbricati va calcolata la piattabanda sulla quale viene alloggiato il bicchiere, la relativa trave di collegamento e la soletta di cls di spessore > 25 cm che interessa tutta l'area del prefabbricati. In funzione delle caratteristiche del terreno di fondazione la piattabanda può essere realizzata su pali in genera 4 o poggiare direttamente sul terreno

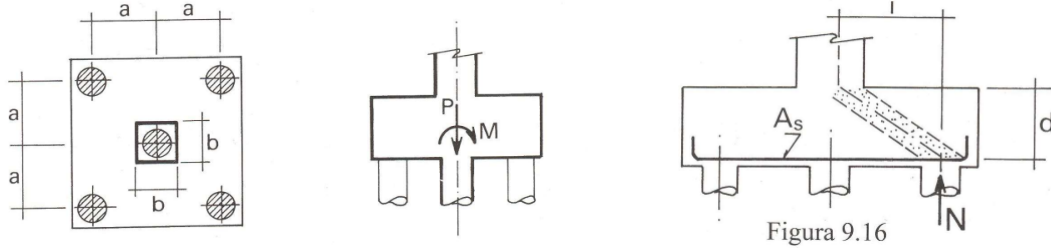


Figura 9.16

Lo sforzo normale in ciascun palo

$$P_I = P/5 \pm M_x \cdot a^* / (4a^2) \pm 0,3 \cdot M_y \cdot a^* / (\sum 4a^2) = P/5 \pm M_x / (4a) \pm 0,3 \cdot M_y / (4a)$$

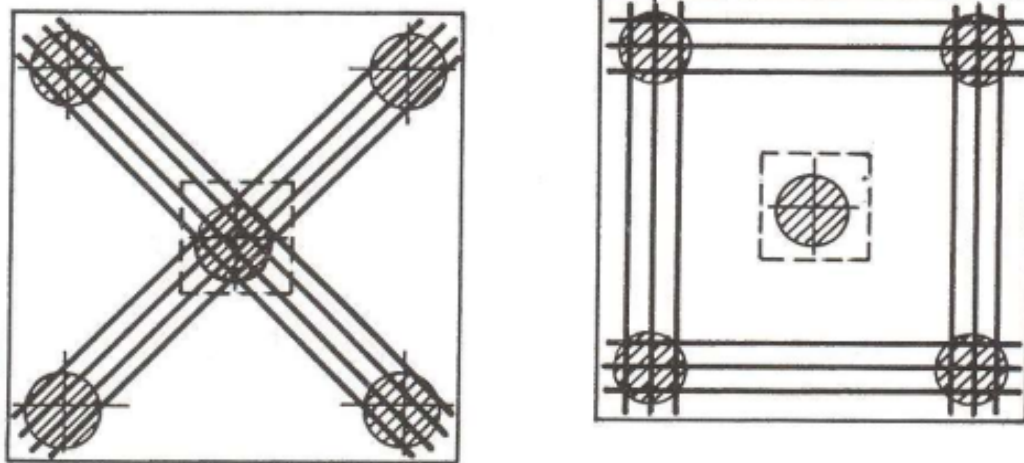
Per le armature si individua un meccanismo resistente consistente in 2 puntoni diagonali o bielle ed un tirante inferiore.

La armatura metallica

$$N_{RSD} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \lambda \geq P_{SD} \quad \lambda = L/d \quad b \text{ lato plinto}$$

Il puntone di cls

$$N_{RCD} = 0,4 \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \sqrt{2} \cdot b / (1 + \lambda^2) \geq P_{SD}$$



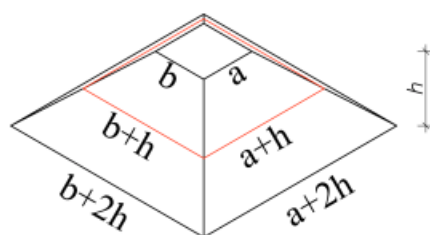
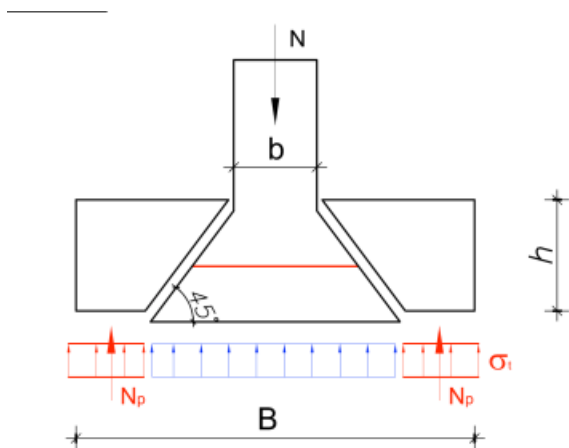
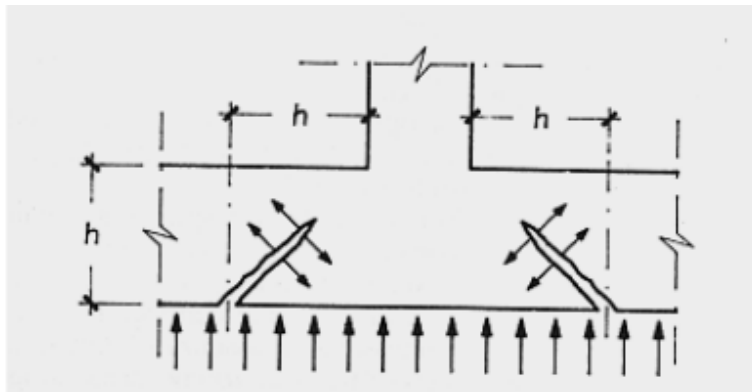
Se la armatura la disponiamo secondo i 4 lati

$$N_{RSD} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \sqrt{2} / \lambda \geq P_{SD}$$

Gli sforzi resistenti vanno confrontati con gli sforzi sollecitanti del palo, che ha due componenti delle quali già teniamo conto

$$P_s = P \cdot \tan \alpha ; \quad P_c = P / \cos \alpha ; \quad \tan \alpha = \lambda = L/d \quad \cos \alpha = 1 / (1 + \tan^2 \alpha)$$

Per fondazione diretta ovvero piattabanda poggiante sul terreno:

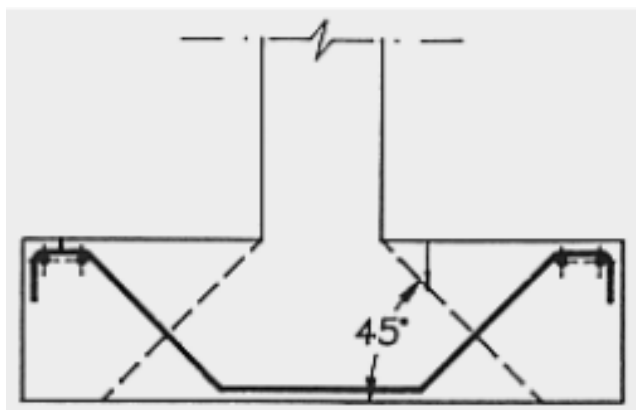


$$N_{RD} = 0,5 * f_{ctd} * u * d ; \quad N_{RD} \geq N_{SD}$$

$$N_{RD} = A_s * f_{yd} * \sqrt{2}/2 \geq N_{SD}$$

per il plinto $u = 2*(a+h) + 2*(b+h)$

$$N_{SD} = \sigma_t * [A*B - (a+h)*(b+h)]$$



16-Le unioni tra gli elementi strutturali

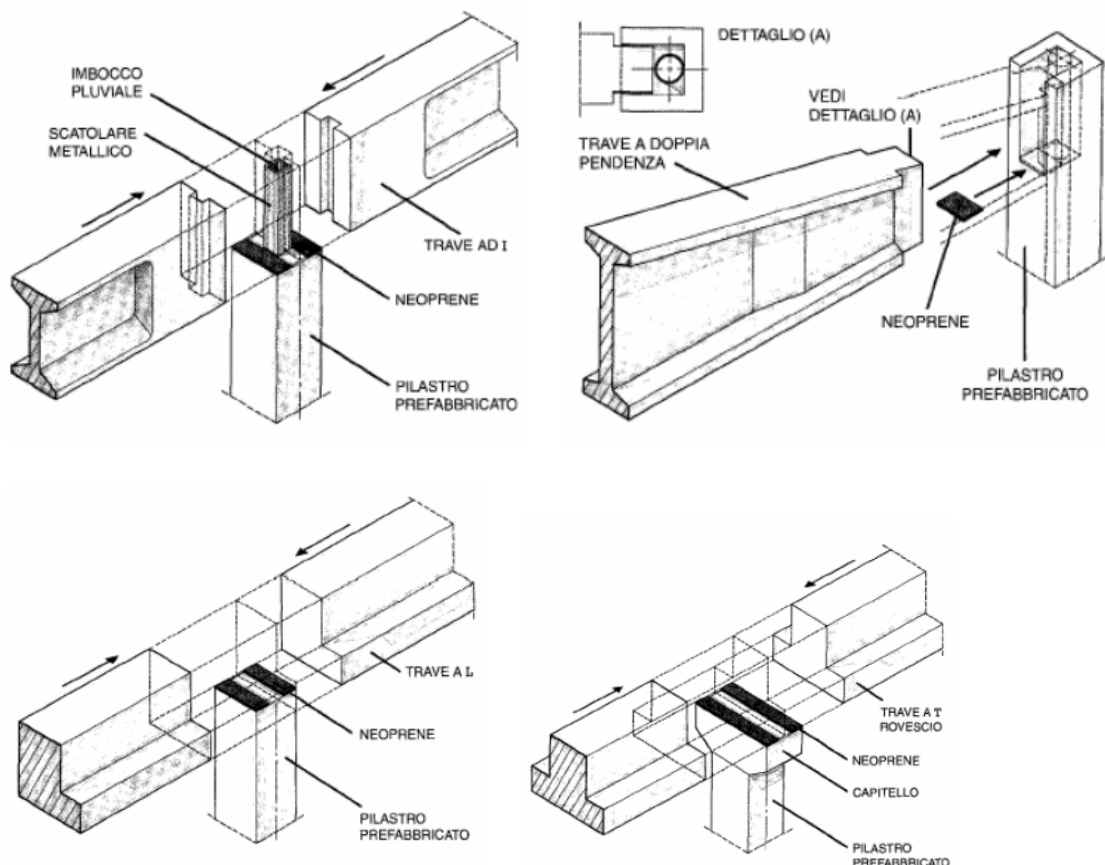
In un prefabbricato industriale monopiano o pluripiano i collegamenti tra gli elementi strutturali riguardano essenzialmente travi e pilastri prefabbricati :

- *Pilastro trave principale portante*
- *Tegolo trave principale*
- *Tegolo coppella*
- *Pannelli di tamponatura*
- *Fondazione*
- *Pilastro trave portacarroponte*
- *Telaio: Pilastro- trave*
- *Progetto e calcolo delle unioni :appoggio di neoprene e spinotto*

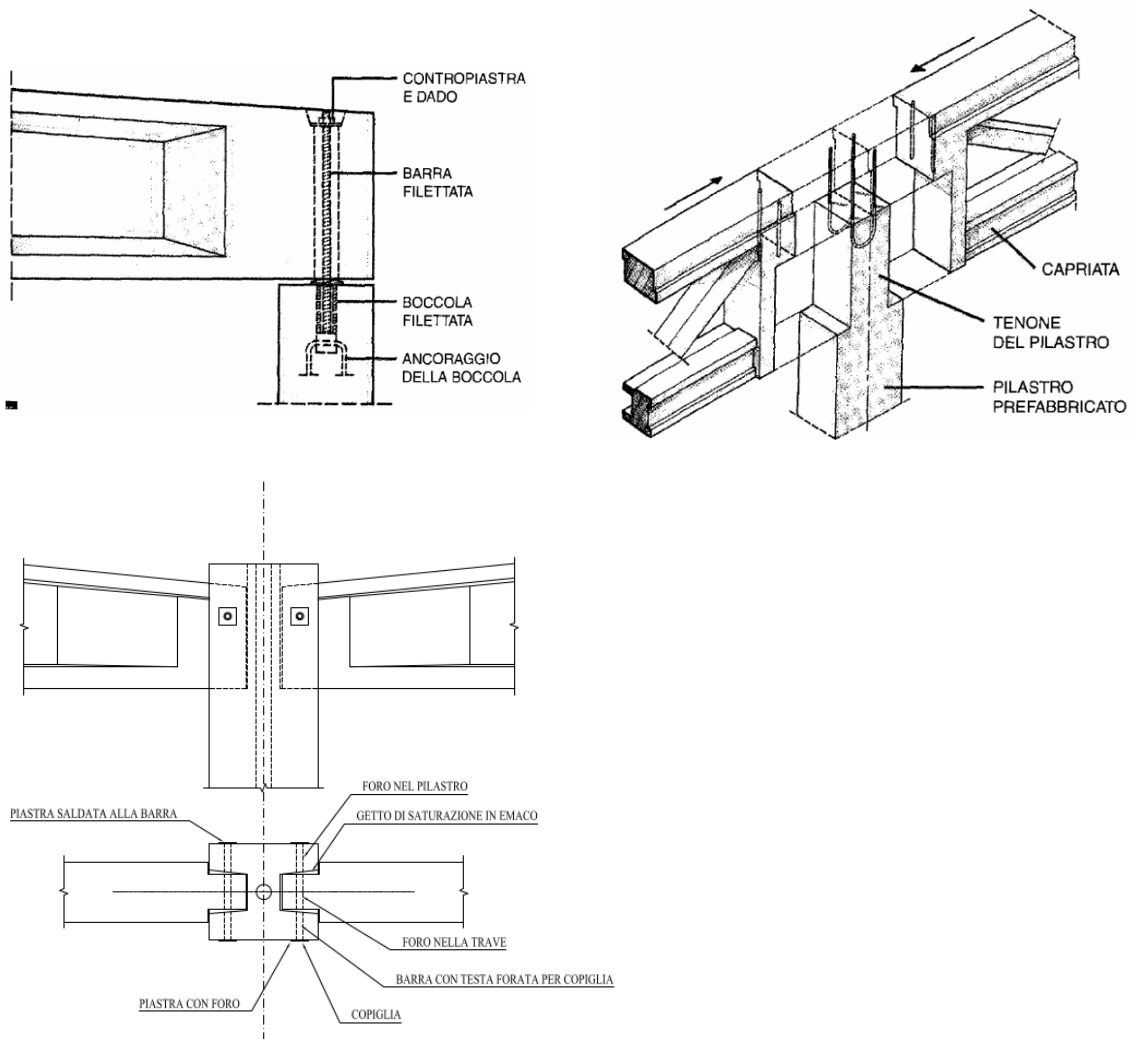
La modellazione delle unioni per il calcolo strutturale FEM prevede dei nodi cerniera tranne che per la fondazione con il plinto a bicchiere dove si può utilizzare l'incastro. La connessione deve essere in grado di trasmettere la azione sismica solitamente viene inserito uno spinotto (barra metallica) dimensionata a taglio tenendo conto delle tensioni sul cls

- *Pilastro trave principale portante*

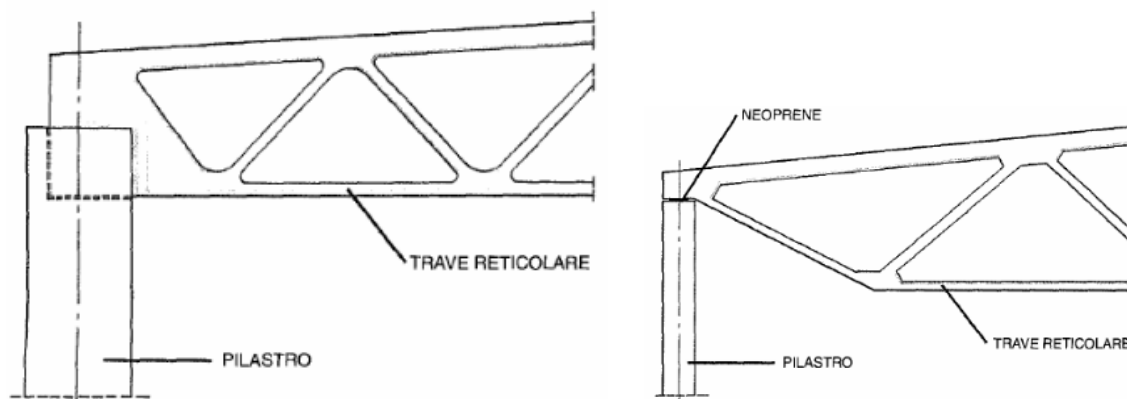
Nel nodo viene inserito un profilato metallico scatolare a sezione quadrata cava con neoprene di appoggio



Nodo trave colonna



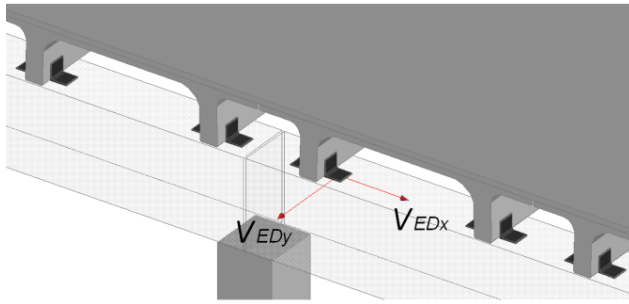
Nodo capriata colonna



- Tegolo trave principale

Si consideri anzitutto la situazione in cui i tegoli possano essere considerati appartenenti a un diaframma rigido, per la presenza ad esempio o di una soletta in calcestruzzo armato Sia $V_{ED,n}$ la forza orizzontale derivante dall'analisi che compete ad ogni singolo connettore. Tale forza dovrà essere amplificata di un fattore pari a 1,30 ed utilizzata per effettuare le necessarie verifiche relative allo spinotto, all'accessorio metallico, alle armature della nervatura del tegolo. Un'armatura adeguata a por-

tare le forze di trazione deve essere presente lungo il perimetro del diaframma e posta o all'interno della cappa o negli elementi di impalcato.



Il valore di 1,30 non rappresenta un coefficiente di sovrarresistenza, ma è un fattore maggiorativo per le forze di taglio trasmesse dal diaframma. Nel dimensionamento delle connessioni deve essere rispettato anche il criterio di gerarchia delle resistenze. I tegoli devono quindi essere dotati di collegamenti tali da consentire il raggiungimento del momento resistente alla base del pilastro mantenendo l'integrità dell'unione; in questo tipo di verifica i collegamenti sono da considerarsi di tipo "a" e ad essi va applicato il coefficiente di sovrarresistenza

$\gamma_{Rd} = 1,10$ in bassa duttilità e $\gamma_{Rd} = 1,20$ in alta duttilità.

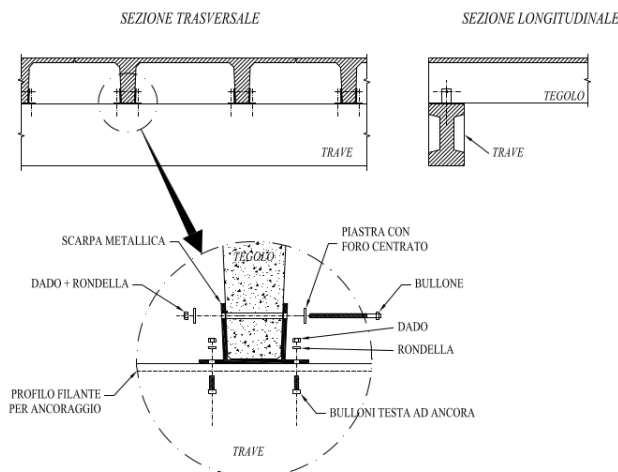
Si può prendere in considerazione il pilastro in prossimità dei tegoli e ricavare la forza orizzontale che compete alla singola connessione con la relazione

$$V_{Rdi} = \gamma_{Rd} * (M_{Rdi} / h_I) / m \quad \text{dove}$$

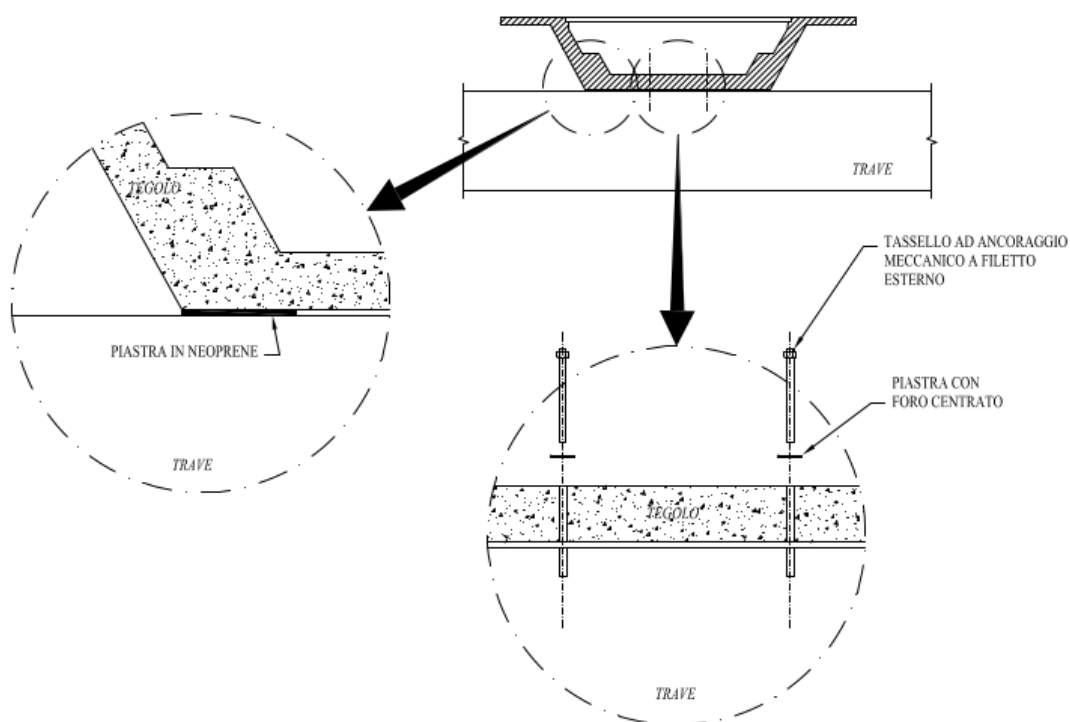
h_I è la quota dei vincoli rispetto alla sezione di incastro del pilastro e

m il numero dei vincoli, mettendo in conto un numero di tegoli tale per cui sia valida l'ipotesi di comportamento a telaio.

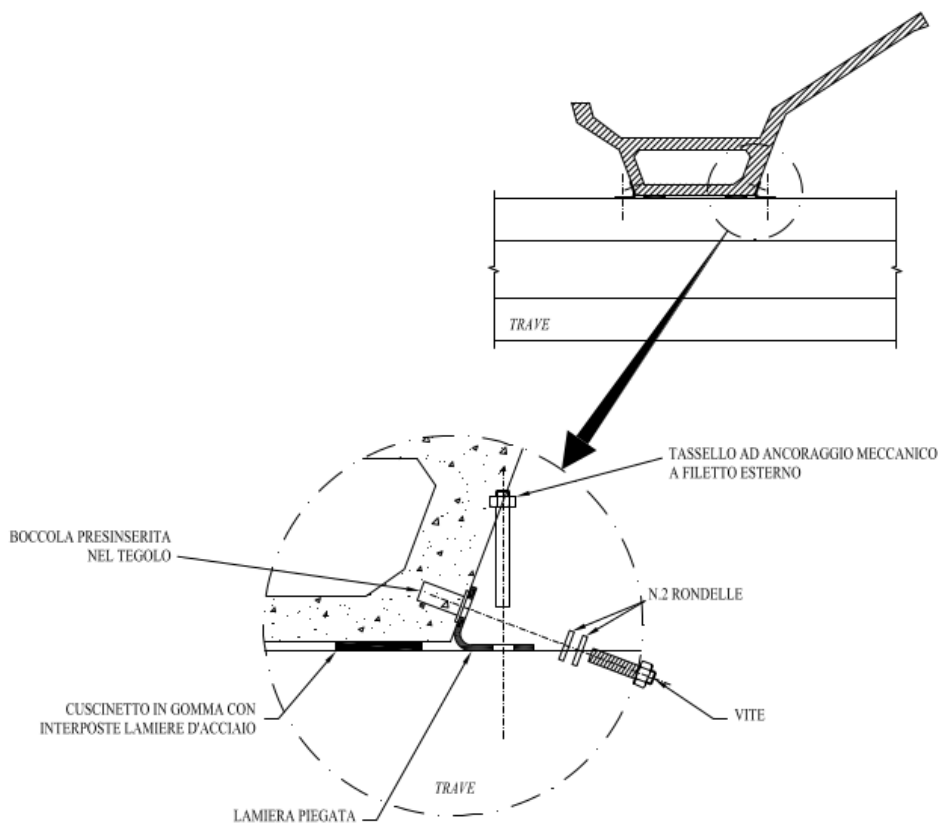
-Collegamento tra tegolo a pi greco e trave principale mediante scarpa metallica ancorata al tegolo e alla trave con bulloni



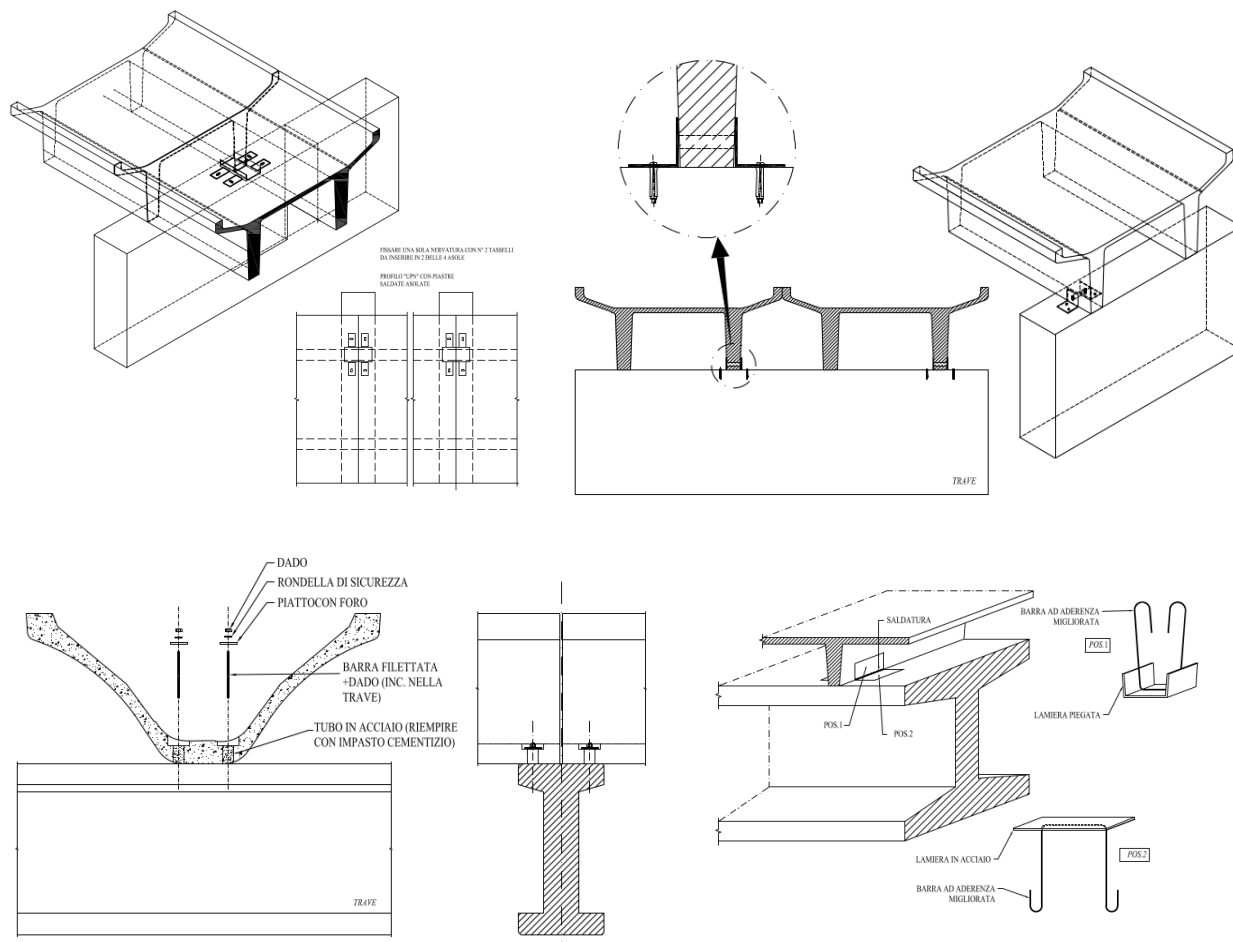
-Collegamento tra tegolo a profilo aperto e trave principale mediante scarpa metallica ancorata al tegolo e alla trave con bulloni



-Collegamento tra tegolo a profilo asimmetrico chiuso e trave principale mediante scarpa metallica ancorata al tegolo e alla trave con bulloni



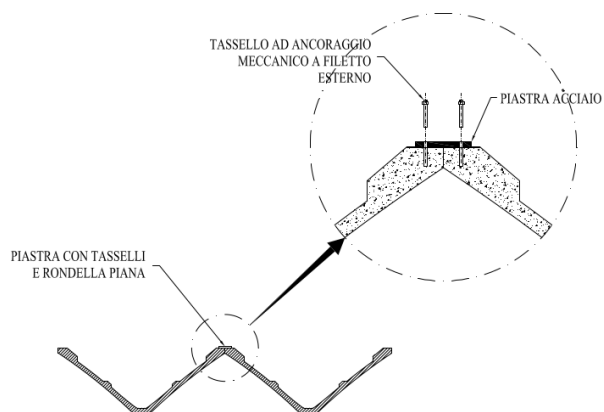
Collegamenti tra tegoli



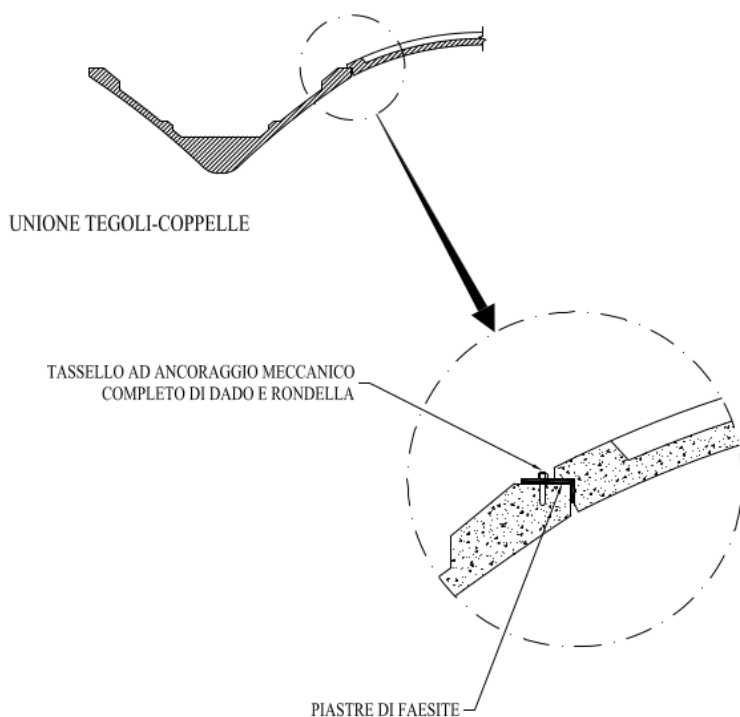
- Tegolo coppella

Il collegamento tra i tegoli di copertura o tra tegolo e coppella viene realizzato con piastre metalliche le cui dimensioni sono fondamentali per la modellazione dell'impalcato solitamente deformabile che però in funzione della rigidità della connessione può essere considerato anche infinitamente rigido ed in grado di trasmettere azioni orizzontali

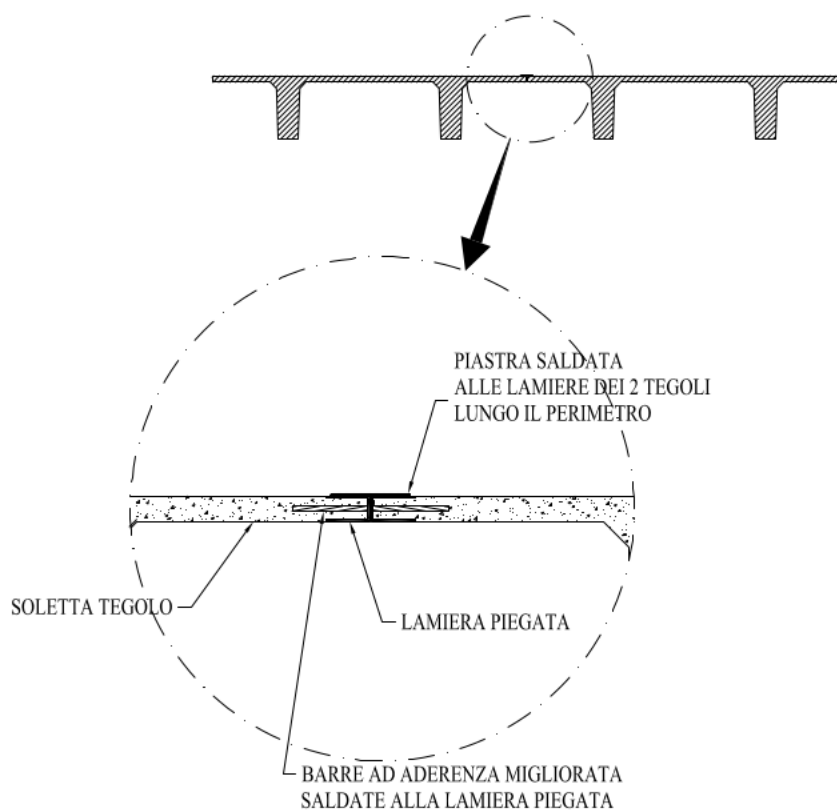
Collegamento tra tegoli di copertura a profilo aperto con piastra metallica e connettori o ancoranti metallici



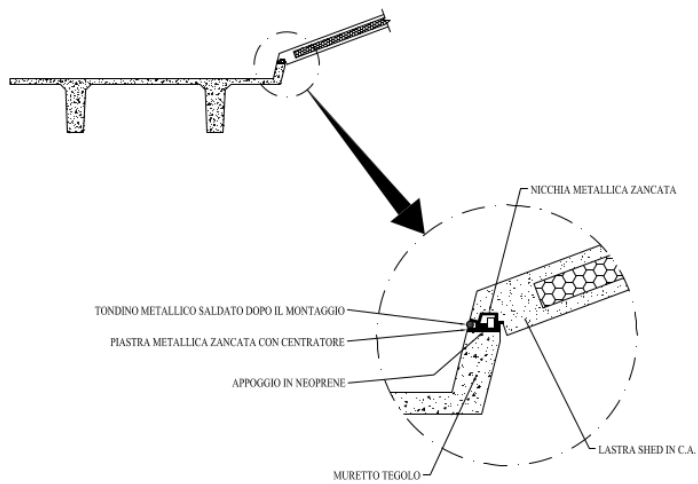
Collegamento tra tegoli di copertura a profilo aperto simmetrico e coppelle curve con piastra metallica e connettori o ancoranti metallici.



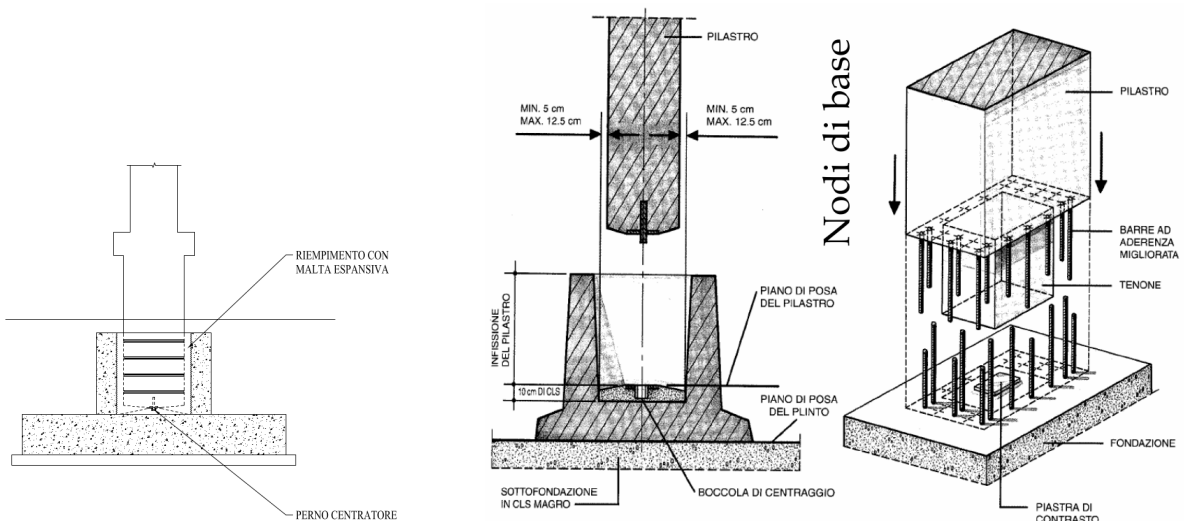
Collegamento tra tegoli a pi greco con piastra metallica preinserita nel tegolo e successivamente saldata



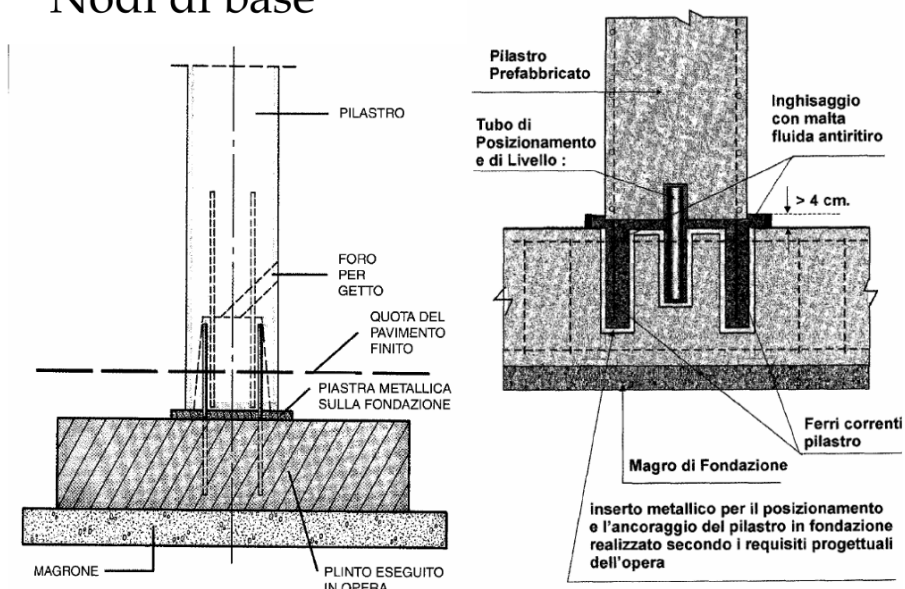
Collegamento tra tegolo a pi greco e lastra shed



- Fondazione plinto a bicchiere

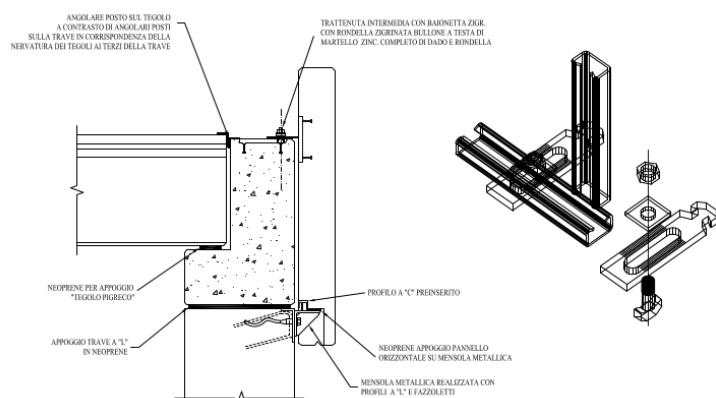


Nodi di base

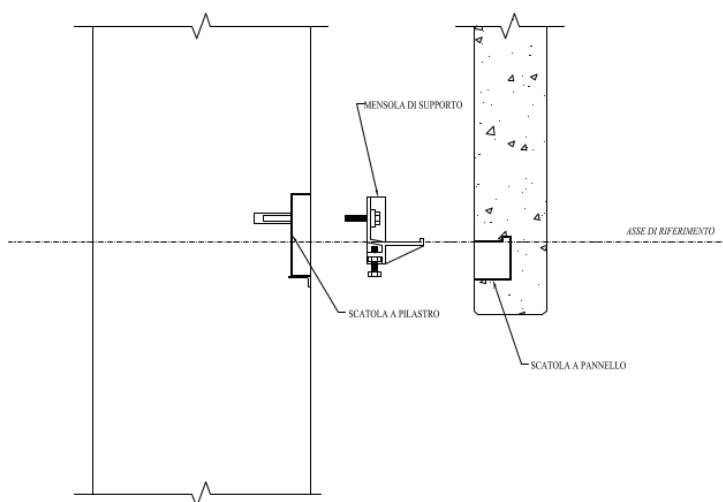


- Pannelli di tamponatura prefabbricato

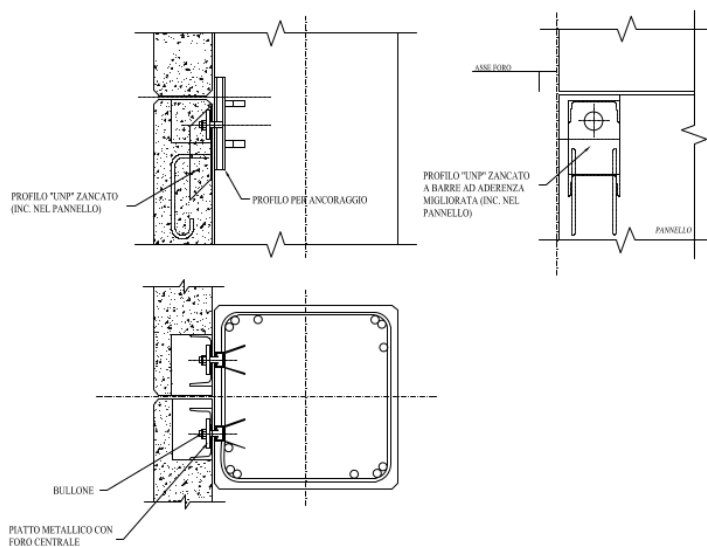
Collegamento tra pannello orizzontale e struttura, l'appoggio inferiore è realizzato tramite mensola metallica con perno di fissaggio e interposizione di un cuscinetto di neoprene.



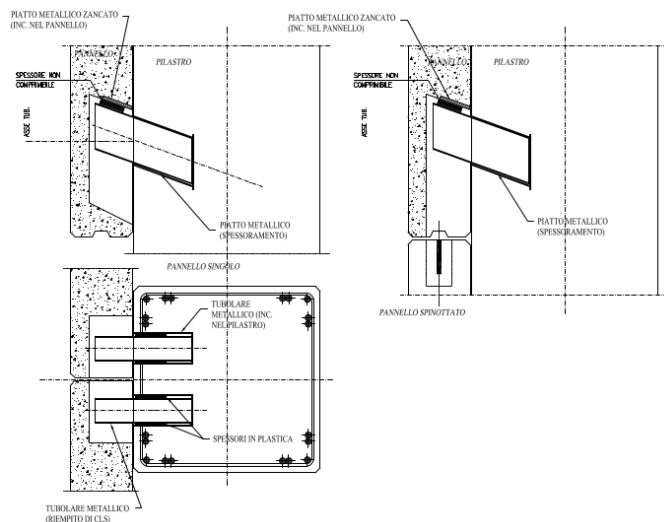
L'appoggio è realizzato con scatola preinserita nel pilastro



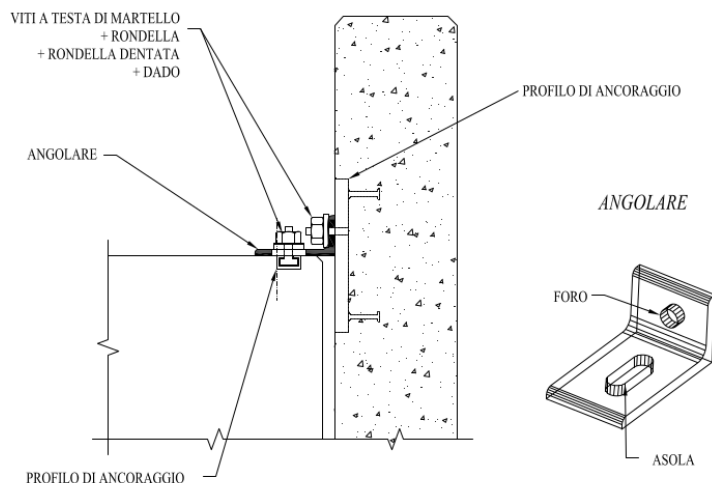
Profilo UPN preinserito nel pannello e vincolato al pilastro mediante bulloni e ancoranti



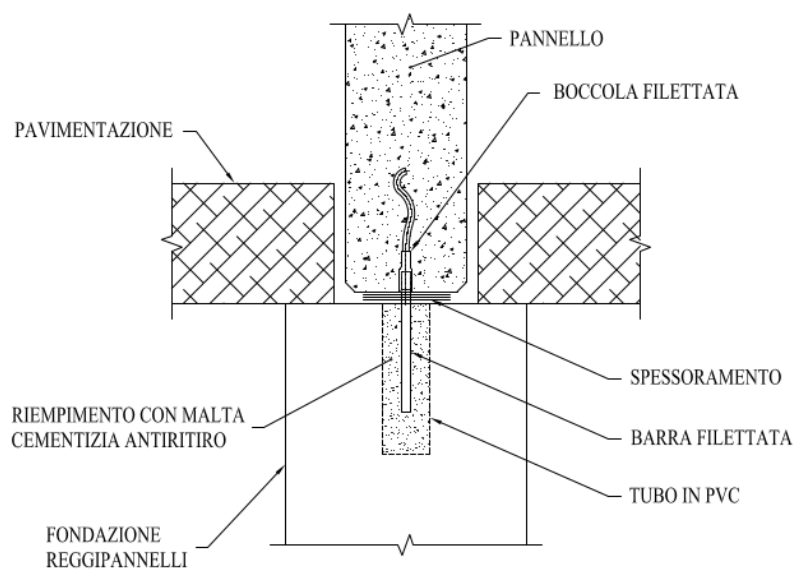
Unione con tubi metallici preinseriti nei pilastri (pannello collaborante)



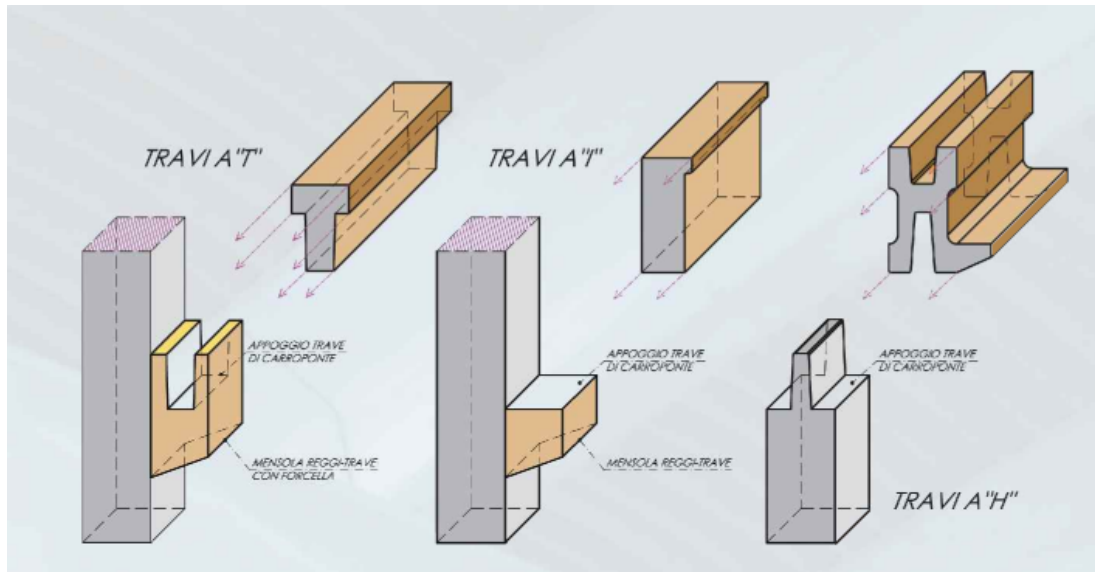
Collegamento tra pannello e struttura trave superiore di gronda o principale tramite angolare



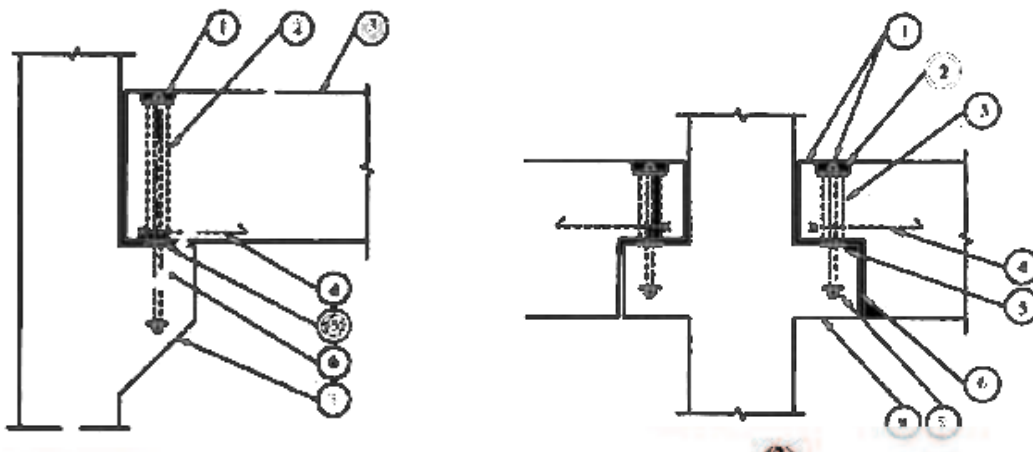
Collegamento tra pannello e trave porta pannelli



-Pilastro trave portacarroponte

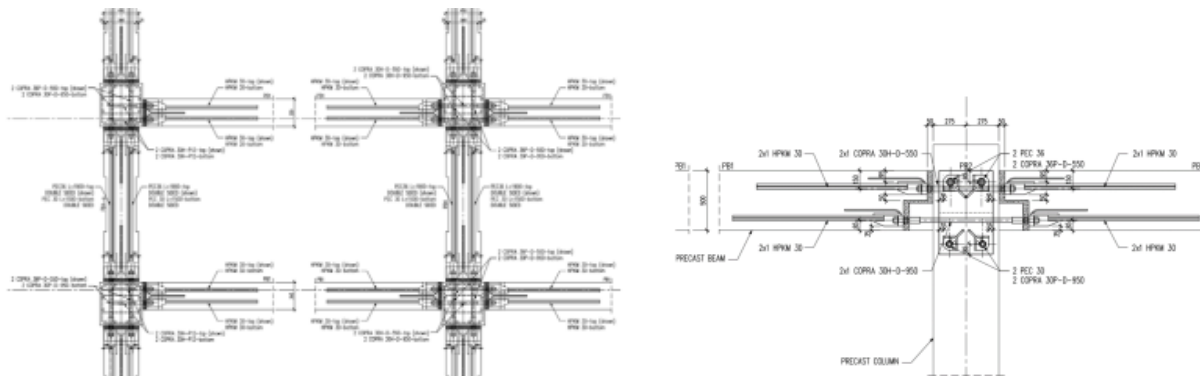


L'appoggio va perfezionato con neoprene e spinotto in grado di trasmettere la forza orizzontale al pilastro

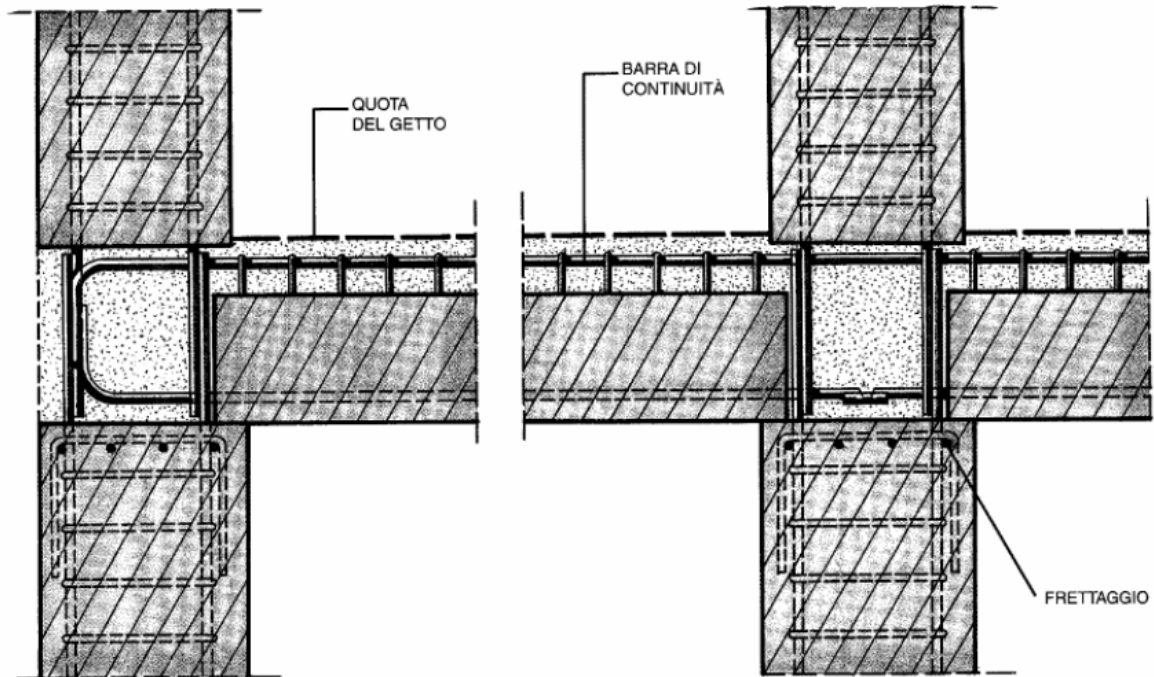


-Telaio: Pilastro- trave

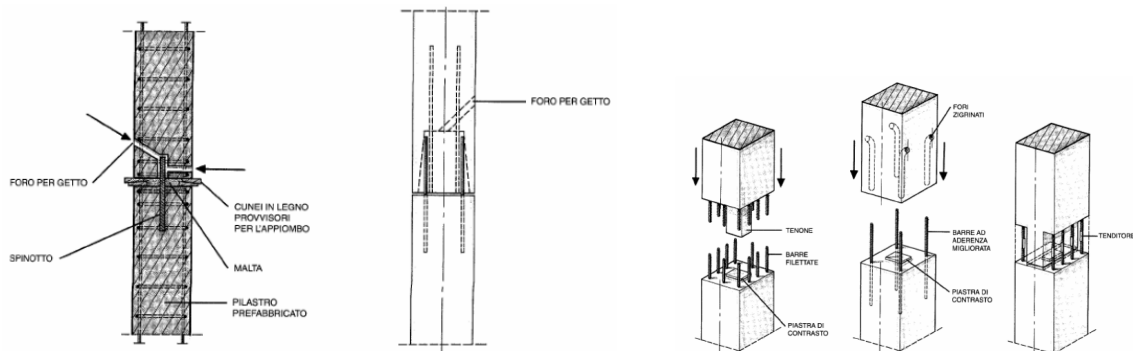
Per telai multipiano il collegamento tra pilastro e trave le unioni possono essere monolitiche con armatura passante o nodi cerniera e pilastri schema statico a mensola. nodi monolitici a incastro



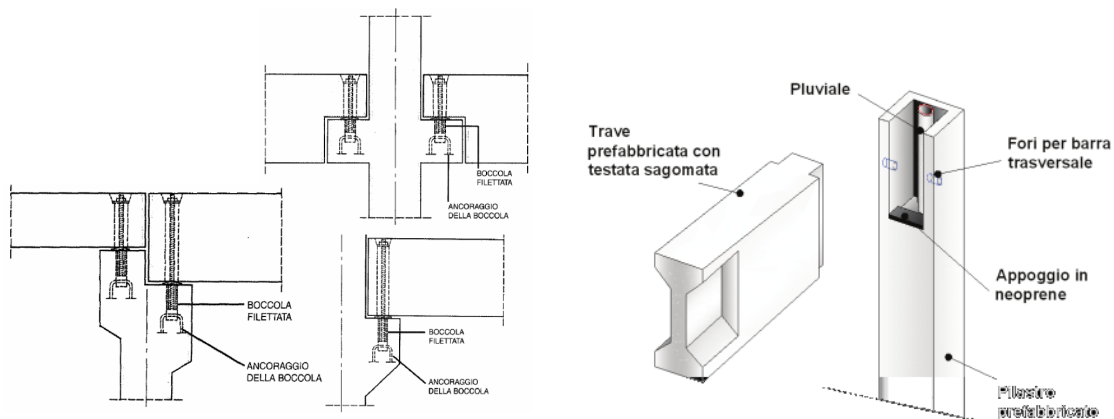
Collegamento trave pilastro con getto di completamento **nodo monolitico**



Collegamento pilastro pilastro **nodo monolitico**



Collegamento trave pilastro **nodo cerniera**



- Progetto e calcolo delle unioni

Il progetto e calcolo delle unioni lo si esegue in funzione delle sollecitazioni che vengono trasmesse dagli elementi strutturali quali

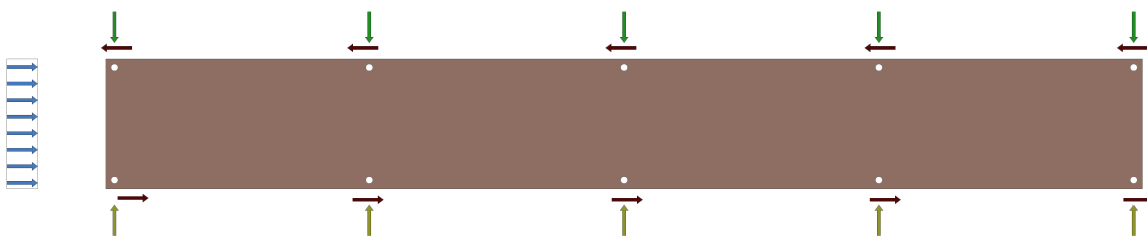
Taglio V_X ; V_Y ; Sforzo normale N ; Momento flettente M_X ; M_Y ; Torsione M_T

In funzione delle sollecitazioni di calcolo si determinano le armature le dimensioni degli elementi metallici di collegamento gli spinotti ed il neoprene armato di appoggio. A titolo esemplificativo eseguiamo il calcolo del collegamento per tamponatura collaborante e unione trave pilastro.

-Pannello orizzontale-Pilastro

Il collegamento tra pannello orizzontale e pilastro lo si realizza negli angoli del pannello con elementi metallici e ancoranti in grado di trasmettere sollecitazioni taglianti nelle due direzioni ai vertici del pannello. Le azioni trasmesse al pannello derivano dai pannelli adiacenti e dai pilastri

Pannello altezza $H = 120$ cm Lunghezza $L = 12$ m , spessore $t = 20$ cm



Le incognite reazioni vincolari possono essere dedotte da semplici considerazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale verticale e rotazione sfruttando la simmetria strutturale e dei collegamenti in termini di rigidezza;

$$Q_O * H = \sum V_{xi} ; Q_V * L = \sum V_{yi} ;$$

Equilibrio alla rotazione rispetto al vincolo estremo a destra

$$Q_O * H^2 / 2 - Q_V * L^2 / 2 + \sum H * V_{xi} + \sum L_i * V_{yi} = 0$$

Il carico verticale trasmesso deriva dal peso di pannelli superiori ,che possono essere indipendenti ovvero scaricare direttamente sui pilastri laterali , resta la aliquota di sforzo normale dovuta al peso del pannello trasmessa al collegamento Possiamo esprimere la forza di taglio come $V_{xi} = V'_{xi} + \Delta V_{xi}$; $V_{yi} = V'_{yi} + \Delta V_{yi}$;

dove $\sum \Delta V_{xi} = 0$ $\sum \Delta V_{yi} = 0$ intervengono solo nell'equilibrio alla rotazione

$$V_{xi} = Q_O * H / n ; \sum V_{yi} = Q_V * L / n \quad n \text{ numero connessioni metalliche}$$

Le forze orizzontali trasmesse al pannello dipendono dalla ripartizione delle azioni sismiche tra telaio e tamponatura funzione della rigidezza dei pilastri schematizzati a mensola e delle connessione . Per un capannone monopiano con pilastri uguali di medesima rigidezza $K_P = 3EI/H^3_P$ e rigidezza globale della tamponatura K_T la forza sismica globale in direzione ad esempio X

$$F_{OX} = n * F_{OPX} + m * F_{OTX}$$

n numero dei pilastri , m numero dei pannelli tamponati ,
la forza in testa al pilastro $F_{OPX} = \delta * K_P = \delta * 3EI/H^3_P$
la forza alla sommità della tamponatura $F_{OTX} = \delta * K_T$
 K_C rigidezza globale dei pannelli costituenti la tamponatura

telaio e pannello interagiscono hanno gli stessi spostamenti in corrispondenza delle unioni ; possiamo determinare la aliquota di forza sismica che spetta al telaio ovvero ai pilastri e ai pannelli prefabbricati

$$F_{OX} = n * F_{OPX} + m * F_{OTX} = n * \delta * K_P + m * \delta * K_T \quad \delta = F_{OX} / [n * K_P + m * K_T]$$

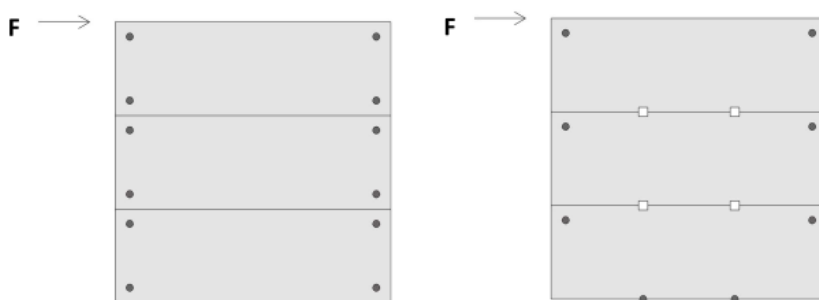
$$F_{OTX} = \delta * K_T = F_{OX} * K_T / [n * K_P + m * K_T] \text{ forza spettante alla tamponatura}$$

$$F_{OPX} = \delta * K_P = F_{OX} * K_P / [n * K_P + m * K_T] \text{ forza sismica spettante al pilastro}$$

In una modellazione FEM del pannello come elemento plateshell o macroelemento questo forze rappresentano le reazioni vincolari nei nodi che desumiamo dai calcoli. In questa fase si può eseguire un dimensionamento di massima stabilendo quale forza sismica deve essere sopportata dai pilasti e quale dai pannelli prefabbricati . Se il collegamento è infinitamente rigido e la tamponatura prefabbricata si comporta monoliticamente la ripartizione è funzione della rigidezza del pannello

$$K_C = 1/(H^3/3EI + \chi * GA/H) \quad \text{con } H = n * h \text{ Altezza tamponatura}$$

per collegamenti deformabili la rigidezza della tamponatura inserita nella maglia di telaio è pari a



La deformata della tamponatura con pannelli prefabbricati per effetto della forza F applicata in sommità è somma di due aliquote la prima relativa alla rigidezza delle

connessioni la seconda alla rigidezza del singolo pannello



Lo spostamento nel primo pannello $\delta_1 = F/K = \delta_{1C} + \delta_{1P} = F_C/k_C + F_P/k_P$

k_C rigidezza tagliente delle 6 connessioni $k_C = n \cdot k_{CI}$

k_P rigidezza del pannello $1/(h^3/3EI + \chi \cdot GA/h)$ h altezza pannello 120 cm

La rigidezza complessiva della tamponatura

$F = \delta \cdot K_T$; $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 + \delta_6 = \sum F_i/K$ $\delta = F/K_T = n \cdot F/K$;

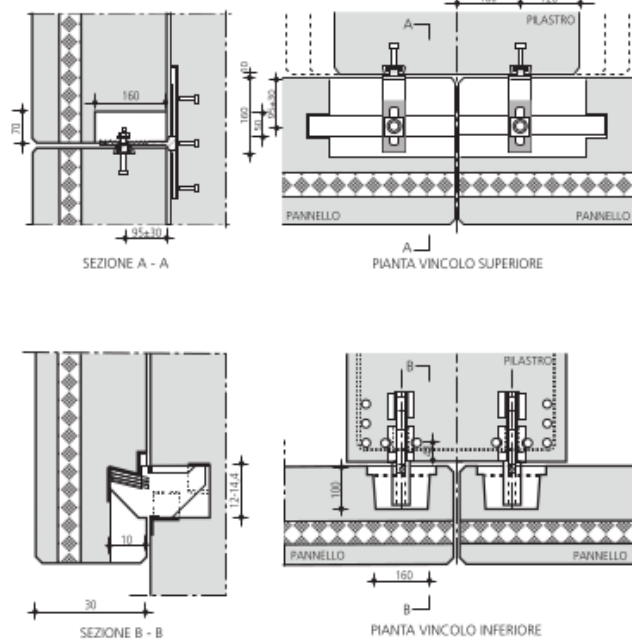
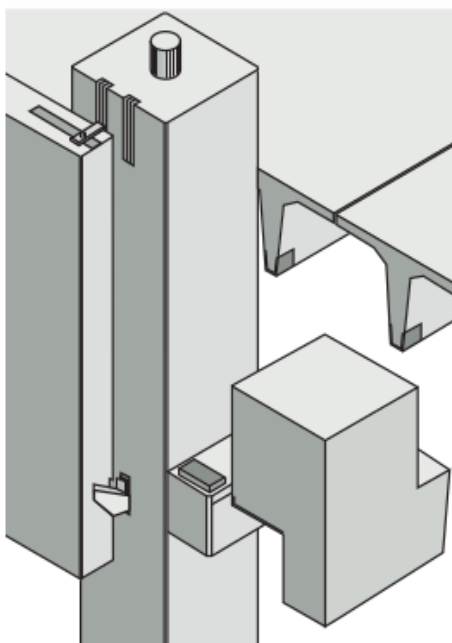
$n = 6$ numero dei pannelli $K_T = n / [1/k_C + 1/k_P]$

La ripartizione tra telaio e tamponatura

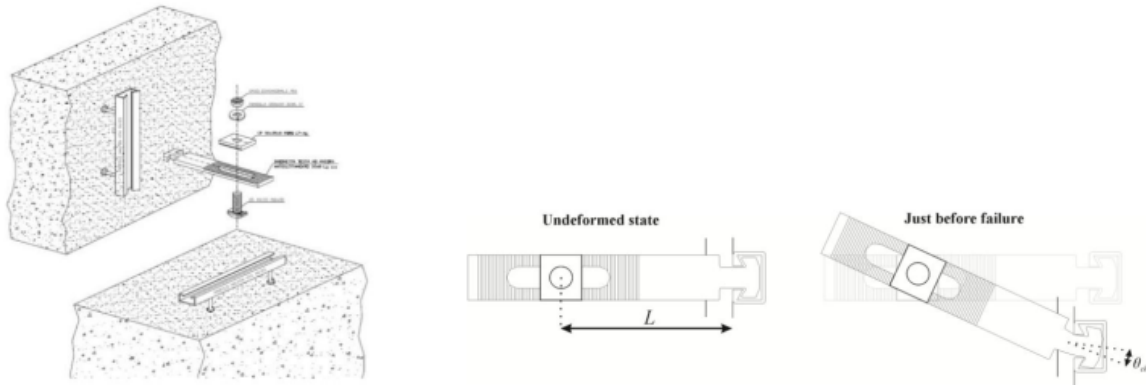
$F_{OCX} = \delta \cdot K_T = F_{OX} \cdot K_T / [n \cdot K_P + m \cdot K_T]$ forza spettante alla tamponatura

$F_{OPX} = \delta \cdot K_P = F_{OX} \cdot K_P / [n \cdot K_P + m \cdot K_T]$ forza sismica spettante al pilastro

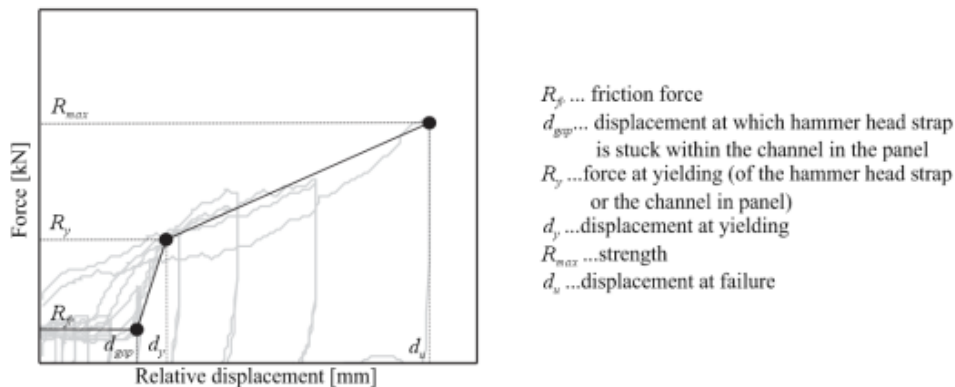
Calcolo del collegamento.



Il vincolo per pannelli orizzontali riportati in figura è di quelli visti al par.11 relativo alle tamponature con connessione la realizziamo cinghia a testa di martello è costituito da due canali in acciaio forti per la interazione pannello tamponatura. La rottura del collegamento tra pannello orizzontale e pilastro è a taglio e come già visto



L'involuppo di risposta isteretica del comportamento al taglio delle connessioni



I punti caratteristici dell'involuppo di risposta forza-spostamento

$$R_{FR} = M_{FR}/L ;$$

$$R_Y = [M_{YN} + d_U P + M_{FR}] / \sqrt{(L^2 - d_Y^2)}$$

$$R_{MAX} = [M_{PLN} + d_U P + M_{FR}] / \sqrt{(L^2 - d_U^2)}$$

$$d_{GAP} = \theta_{GAP} * L ; d_Y \approx d_{GAP} ; d_U = (\theta_{GAP} + \theta_{ST}) * L$$

M_{FR} momento produttore del bullone funzione del serraggio

L distanza tra il bullone e il canale montato nel pannello

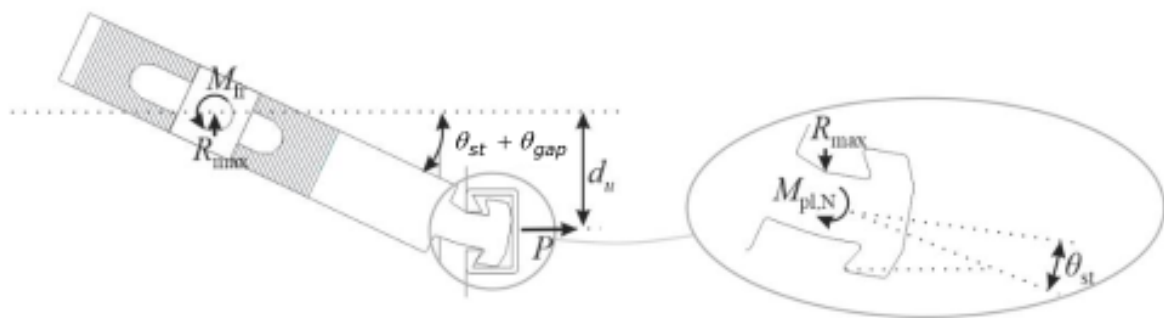
M_{YN} resistenza a flessione della cinghia della testa del martello tenendo conto della forza assiale N ;

M_{PLN} resistenza a flessione della fascetta della testa del martello tenendo conto della forza assiale N ;

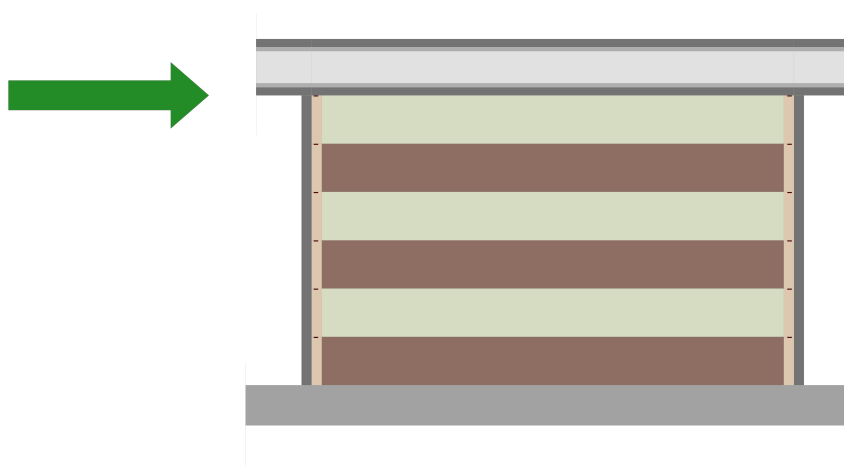
P forza in direzione perpendicolare al piano del pannello

θ_{GAP} rotazione della cinghia dovuta alle tolleranze all'interno del canale

θ_{ST} rotazione della cinghia dovuta alle deformazioni flessionali della cinghia in corrispondenza del restringimento appena sotto la testa , che può essere stimata come curvatura ultima moltiplicata per la lunghezza del restringimento



La maglia di telaio in cui è inserita la tamponatura rettangolare 12m x7,20 m è caratterizzata dalle seguenti condizioni di vincolo:

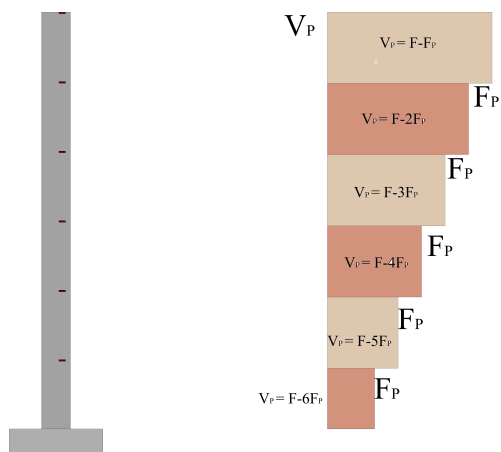


La forza F viene ripartita tra pilastro e pannelli prefabbricati vincolati alle estremità ai pilastri, la rigidezza globale della tamponatura

$$K_T = 6 / [(1/k_C + 1/k_P)] \quad \text{con} \quad k_P = 1 / (h^3 / 3EI + \chi * GA / h)$$

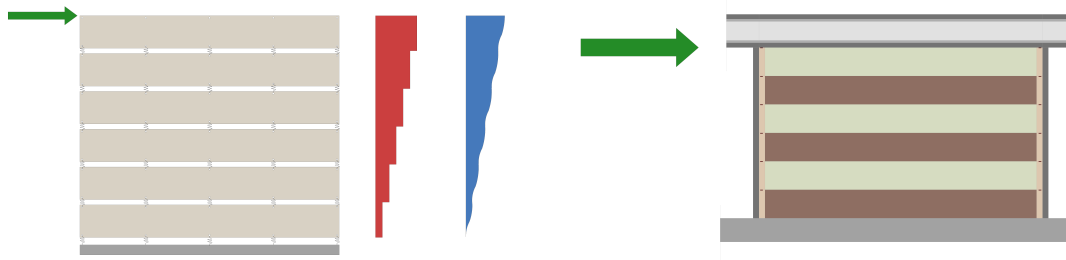
e k_C definito dalla curva isteretica

Se indichiamo con V_P e F_P rispettivamente il taglio nel pilastro e la forza nel pannello, il diagramma del taglio nel pilastro



Il momento alla base del pilastro $M = F * H - \sum n * h_P * F_P$
 $n = 1, 2, 3, \dots, 6$ h_P altezza del pannello 120 cm, H altezza pilastro

I pannelli prefabbricati funzionano separatamente devono interagire tra di loro per cui vanno predisposti tra i pannelli orizzontali sovrapposti dei collegamenti, la rigidità globale della tamponatura si compone di due aliquote



La forza F si ripartisce tra pannelli di tamponatura prefabbricata e pilastri

$F = F'_T + F''_T + F_P$ dove

Rigidità telaio tamponato $K = 2 \cdot K_P + K'_T + K''_T$

Rigidità tamponatura connessioni tra pannelli $K'_T = 6 / [(1/k_C + 1/k_P)]$

Rigidità tamponatura connessioni tra pannelli e pilastri $K''_T = 6 / [(1/k_C + 1/k_P)]$

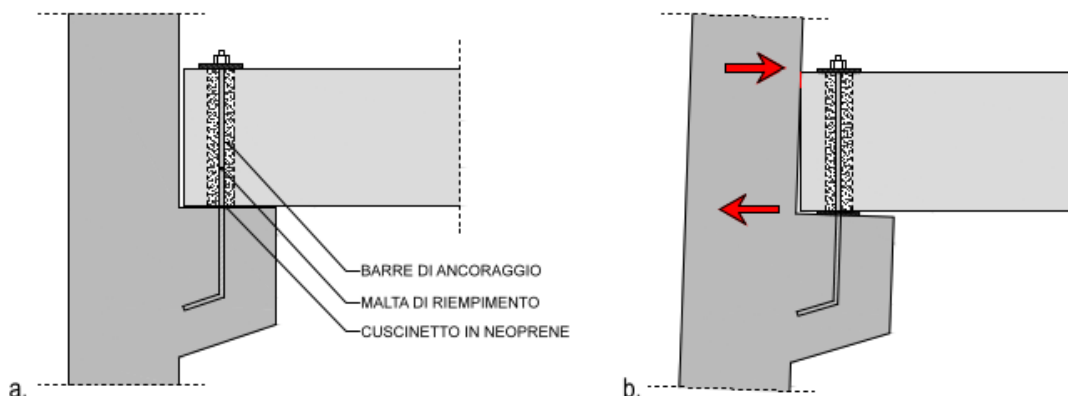
Rigidità pilastro $K_P = 3EI/H^2$

se le connessioni tra pannelli, e tra pannello e pilastro hanno la stessa rigidità per uno stesso pannello la forza sismica F si ripartisce a metà tra i due modelli radoppiando la aliquota di azione sismica che spetta ai pannelli prefabbricati costituenti la tamponatura e dimezzando il taglio sul pilastro.

In fase di modellazione FEM anche con software iperspace bim personal edition 6 il pannello prefabbricato viene modellato come elemento parte shell e nei nodi vengono inseriti vincoli elastici con cedevolezza alla traslazione orizzontale nella direzione del pannello inverso della rigidità del collegamento ricavabile dalla curva isteretica .

Connessione trave- pilastro

La connessione oggetto di studio non trasmette sollecitazioni flettenti ma esclusivamente taglianti realizza un nodo cerniera, consente delle rotazioni ci proponiamo di dimensionare lo spinotto e l'appoggio di neoprene



Lo spinotto trasmette esclusivamente il taglio ,

$$V_U = 0,5 * \phi^2 * \sqrt{(f_{ck} * f_{yd})} \quad \text{Taglio ultimo}$$

f_{ck} resistenza cls funzione della classe C55-60

f_{yd} resistenza snervamento acciaio

ϕ diametro spinotto per $\phi 22$ $f_{ck} = 550 \text{ daN/cm}^2$ $f_{yd} = 3910 \text{ daN/cm}^2$

$$V_U = 14195 \text{ daN}$$

La forza tagliante che interessa lo spinotto va determinata con la seguente formula:

$$V_{RD} = [V_{RDX}^2 + V_{RDY}^2]^{1/2} \quad \text{dove}$$

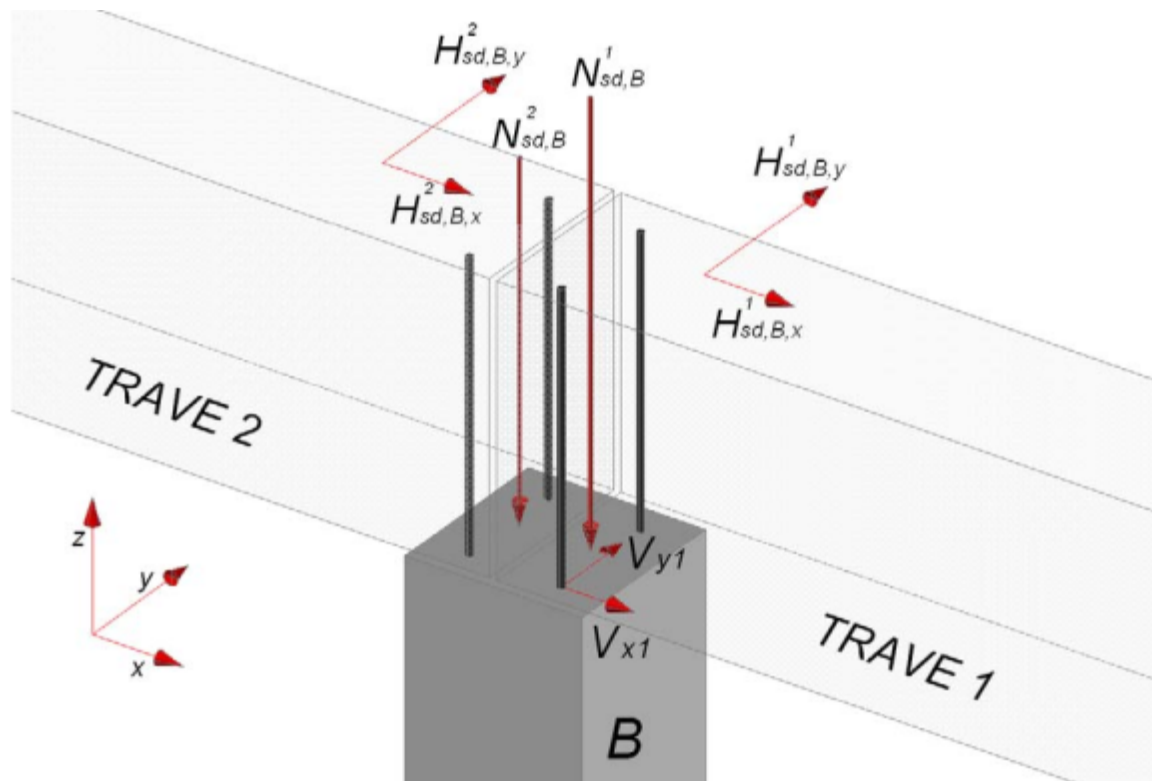
$$V_{RDX} = \gamma_{RD} * M_{RDX} / H * N_{1SDB} / [2 * (N_{1SDB} + N_{2SDB})]$$

$$V_{RDY} = \gamma_{RD} * M_{RDY} / (H + h) * N_{2SDB} / [2 * (N_{1SDB} + N_{2SDB})] \quad \text{dove}$$

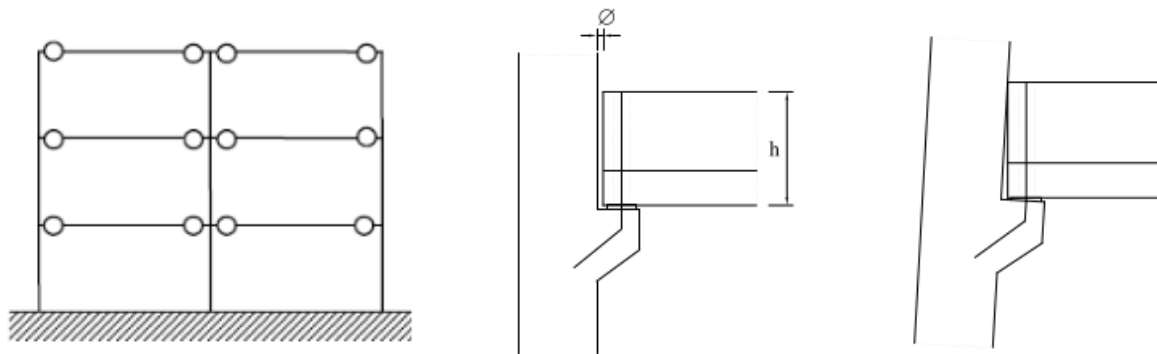
M_{RDX} ; M_{RDY} ; momenti resistenti nelle 2 direzioni alla base del pilastro

H altezza pilastro , h altezza trave

N_{1SDB} ; N_{2SDB} sforzo normale o reazione vincolare



Se consideriamo il telaio in figura



La deformata di snervamento $\Delta Y_I = \varepsilon_Y / B * H_I^2 (1 - H_I / H_N)$

La deformata totale è pario a $\Delta_I = \Delta Y_I + \Delta p_I = \varepsilon_Y / B * H_I^2 (1 - H_I / H_N) + \phi_P * L_P * H_I$

Derivando gli spostamenti rispetto ad H è possibile ricavare le rotazioni

$$\vartheta_I = \vartheta_{YI} + \vartheta_{pI} = \varepsilon_Y / B * H_I (2 - H_I / H_N) + \phi_P * L_P$$

Coerentemente con l'ipotesi di telaio incernierato, le connessioni trave-pilastro devono essere compatibili con la richiesta di rotazione ottenuta dalle analisi. In caso contrario si potrebbe raggiungere prematuramente la rottura della connessione. Come mostrato in figura dimensionata la trave per i carichi gravitazionali, la rotazione disponibile è pari a Δ/h . Una volta raggiunta tale rotazione, la testa della trave entra in contatto con il pilastro; ciò non consente ulteriori rotazioni libere e può portare alla rottura per taglio degli spinotti di collegamento.

Dimensionamento appoggio elastomerico in gomma

La trave precompressa appoggia sul pilastro tramite uno strato di gomma un elastomero solitamente armato, ovvero strati di gomma intercalati da lamine metalliche che ha trovato un largo impiego negli isolatori sismici; inizialmente veniva utilizzato per l'appoggio di travi da ponte e nei capannoni industriali oggi la tecnica di impiego si è evoluta e nella progettazione corrente di strutture antisismiche si fa ricorso agli isolatori e quindi all'elastomero.

Le prime norme sugli appoggi di neoprene sono del CNR risalgono al 1986 i cui criteri di progettazione sono sintetizzabili in 2 formule

$$\sigma_V \leq 10 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \tau_H \leq 0,5 * G ;$$

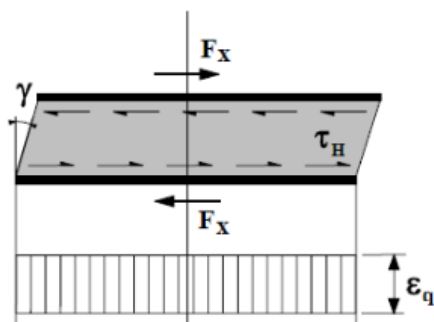


Figura 8. Deformazione per taglio di un appoggio in neoprene soggetto a carico orizzontale

Il calcolo e progetto degli apparecchi di appoggio in elastomero armato si basa sulle seguenti ipotesi (CNR 1986)

- La deformazione della gomma avviene senza variazioni di volume*
- Il modulo G di elasticità della gomma è indipendente dalla deformazione*
- Le lamiere di acciaio degli appoggi armati sono inestensibili*
- I segmenti di retta normali al piano medio degli strati di gomma si deformano i archi di parabola*
- Le caratteristiche di portanza e deformabilità del singolo strato di gomma dipendono dalla sua forma attraverso un coefficiente di forma $\mu = A_O / A_L$ dove*

A_O area in pianta al netto dei ricoprimenti

A_L superficie laterale



il coefficiente di forma

$$\mu = a \cdot b / [2 \cdot s \cdot (a + b)] \quad \text{appoggio rettangolare}$$

$$\mu = \pi \cdot D^2 / [4 \cdot s \cdot \pi \cdot D] = D / 4s \quad \text{appoggio circolare}$$

L'appoggio di una trave è sollecitato da una forza verticale ed una orizzontale conseguente della vincolo a cerniera V ed H

Le tensioni normale $\sigma_V = V / A_R$;

$$A_R = a \cdot b \cdot (1 - u_a / a - u_b / b) \quad \text{appoggi rettangolari}$$

$$A_R = \pi \cdot D^2 / 4 \cdot (1 - u / d) \quad \text{appoggi circolari} \quad u \text{ spostamento}$$

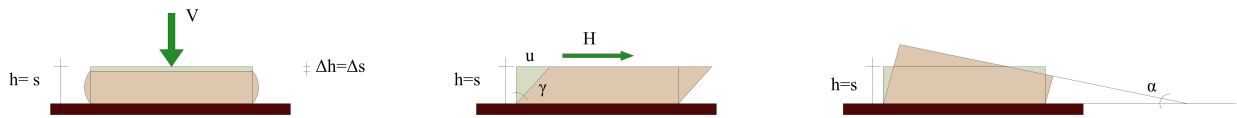
La tensione tangenziale sui compone di tre aliquote una dovuta alla forza V una alla forza H e alla rotazione α

$$\tau_V = 1,5 \cdot \sigma_V / \mu \quad ; \quad \tau_H = (H_P + 0,5 \cdot H_Q) / A_C ;$$

$$\tau_\alpha = 0,5 \cdot (G \cdot a^2) \cdot \text{tg} \alpha / (s \cdot h_G) \quad \text{appoggio rettangolare}$$

$$\tau_\alpha = 3/8 \cdot (G \cdot d^2) \cdot \text{tg} \alpha / (s \cdot h_G) \quad \text{appoggio circolare}$$

Le deformazioni dello strato di gomma



Accorciamento verticale elastico $\Delta h = \sigma_V * h_g / (5 * G * \mu^2 + 3 * \sigma_V)$

Scorrimento elastico $u = \tau_H / G$

Spostamento orizzontale elastico dovuto ad H $u = h_g * \tan \gamma$

Le verifiche di resistenza

$\sigma_V \leq 150 \text{ daN/cm}^2$; $\sigma'_V \leq 100 \text{ daN/cm}^2$; solo carichi permanenti

$\tau_H \leq 0,5 * G$; $\tau_H + \tau_V \leq 3G$

Verifiche di deformabilità

$\Delta h_G \geq a/6 * \tan \alpha$

Verifica allo slittamento

$\sigma_{Vmin} \geq 15 \text{ daN/cm}^2$; $(H/V) \leq f$ $f = 0,1 + 0,2/\sigma_V$ coefficiente di attrito

La verifica delle lamiere metalliche

$t \geq \sigma_V / \sigma_a * s$ t spessore lamiera , s spessore gomma \

Per appoggi di altezza totale $h \geq a/5$ deve risultare

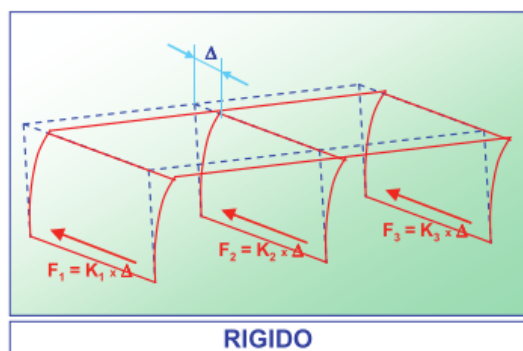
$\sigma_V \leq 2/3 * a/b * G * \mu$

Gli appoggi elastomerici armati si sono evoluti e vengono utilizzati negli edifici con isolatori sismici le cui formule di verifica sono definite nelle NTC 2018

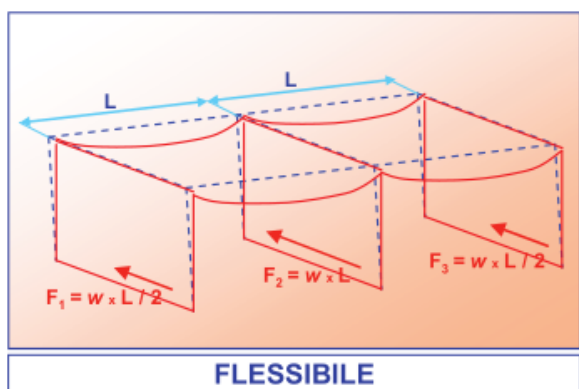
17-La verifica dell'impalcato

Per gli impalcato delle strutture monopiano prefabbricate possono essere classificati in base alla rigidezza :

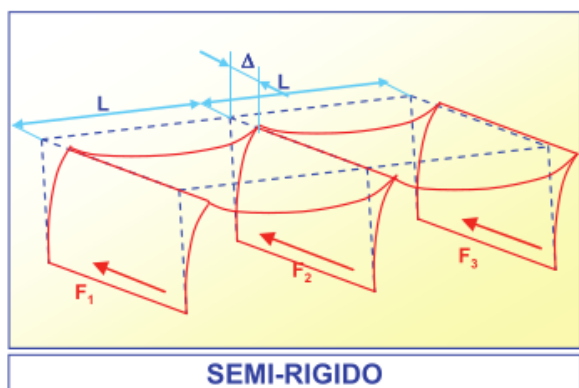
Impalcato rigido , la rigidezza assiale dell'orizzontamento è molto più grande delle strutture di controvento verticali, ovvero gli spostamenti dell'impalcato sono trascurabili rispetto a quelli dei pilastri per cui la azione sismica si ripartisce in base alle rigidezza degli elementi strutturali verticali (mensole)



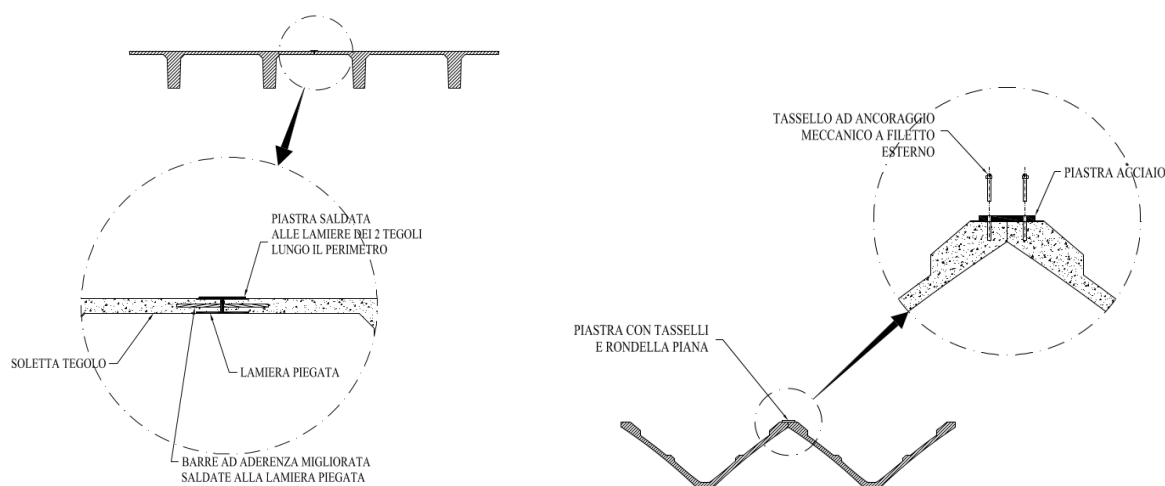
Impalcato deformabile, la rigidezza dei controventi verticali quali setti pareti tamponature collaboranti è molto maggiore di quella dell'orizzontamento , la ripartizione è per aree di influenza



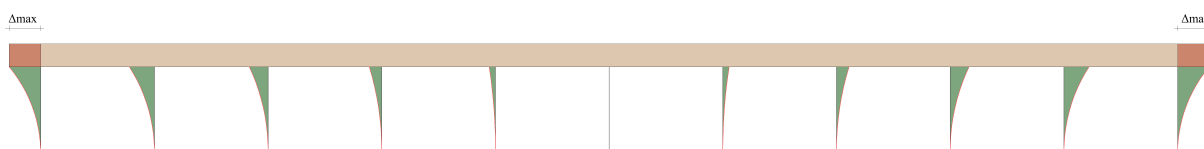
Impalcato semirigido, la rigidezza e deformazione dell'orizzontamento è paragonabile a quella delle strutture verticali la ripartizione viene eseguita attraverso un criterio di fascia massimizzando le forze orizzontali sui telai.



Un impalcato di un prefabbricato industriale monopiano è composto da tegoli , coppelle shed prefabbricati assemblati e affiancati; diventa quindi fondamentale ai fini della valutazione della rigidezza dell'impalcato i collegamenti tra i tegoli , le dimensioni delle piastre metalliche e dei bulloni. La rigidezza o deformabilità è importante ai fini della modellazione strutturale per stabilire l'aliquota di forza sismica che compete a ciascun telaio e pilastri con i software moderni FEM si può modellare l'impalcato come rigido e deformabile senza problemi.



I Capannoni industriali hanno dimensioni considerevoli superficie di 3000 mq ovvero carpenteria con doppia orditura 2x15x100 per i quali diventano importanti le deformazioni dovute alle variazioni di temperatura ovvero le escursione termiche. Se facciamo la ipotesi di collegamenti rigidi i copertura e quindi di impalcato rigido assialmente gli spostamenti orizzontali conseguenti ad una variazione di temperatura



$$\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Lo spostamento } \Delta_{MAX} = 0,00001 \cdot 10 \cdot 50 = 5 \text{ mm} ; \quad M = \delta \cdot 3 \cdot EI / H^2$$

$$\text{Il pilastro di estremità } 70 \times 50 \quad I = 729166 \text{ cm}^4 \quad E = 390000 \text{ daN/cm}^2 \quad H = 7,20 \text{ m}$$

se teniamo conto della fessurazione del cls dobbiamo dimezzare la rigidezza .

$$M = 8288 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{cls fessurato } M = 4144 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{lieve incremento}$$

L'impalcato di un prefabbricato lungo 100 metri ha un numero elevato di tegoli e coppelle circa 40 elementi prefabbricati collegati tramite piastre per cui nel gioco dei bulloni dei dadi e delle stesse piastre lo spostamento di 5 mm è insignificante rientra nelle tolleranze dei collegamenti $\delta = 5/20 = 0,25 \text{ mm}$; la problematica dell'incremento delle sollecitazioni flettenti e taglianti nei pilastri di estremità per effetto delle escursioni termiche contemplate dalle norme non si pone

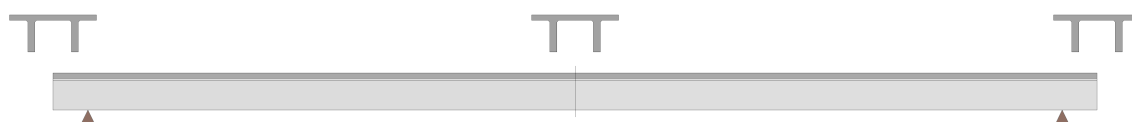
19- Calcolo e verifica di strutture in c.a.p con il software CAPS AZTEC

In questo paragrafo riportiamo il progetto ed il calcolo delle strutture precomprese viste nei paragrafi dedicati dove si è seguito un calcolo approssimato facendo riferimento al cavo risultante e non ai singoli trefoli; inoltre i calcoli eseguiti con calcolatrice presentano imprecisioni hanno un esclusivo scopo di dimensionamento disposizione dei trefoli e delle armature lente, indicazioni che ci vengono fornite dalla azienda produttrice di prefabbricati.

- Tegolo PI Greco Luce 30 m
- Tegolo THOR L = 30 m
- Tegolo a profilo variabile
- Trave portante a doppio T luce 12 m
- Trave a profilo variabile Luce 30 m

-Tegolo PI Greco Luce 30 m

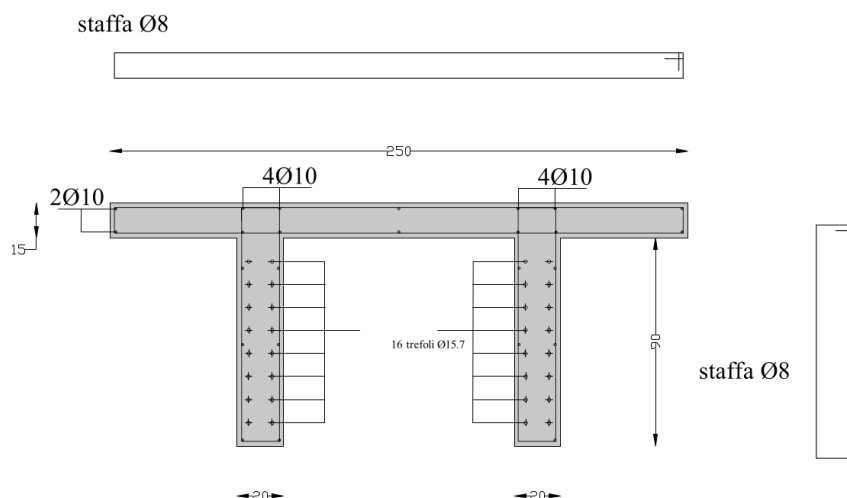
Schema statico :



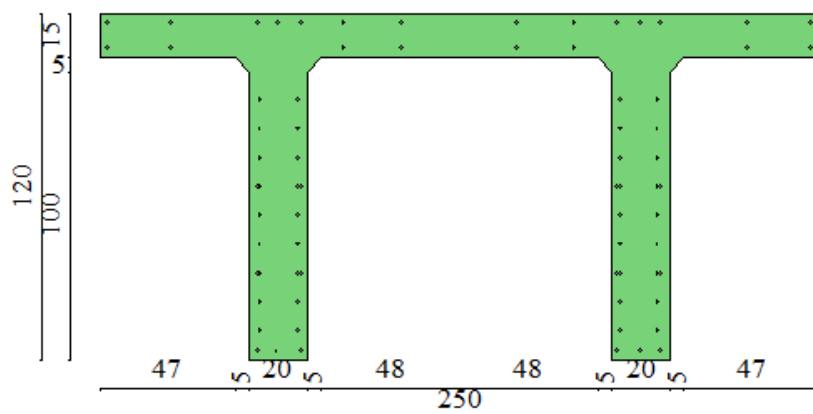
Geometria tegolo

Altezza totale	105,00	[cm]
Larghezza totale	250,00	[cm]
Interasse anime	125,00	[cm]
Spessore soletta	15,00	[cm]
Spessore inf anima	20,00	[cm]
Spessore sup anima	20,00	[cm]
Smusso orizzontale	5,00	[cm]
Smusso verticale	5,00	[cm]

La disposizione e dimensione dei trefoli è analoga a quella definita precedentemente



In una prima analisi il tegolo è verificato vi è una eccessiva armatura lenta per cui si preferisce aumentare l'altezza della sezione del tegolo portandola a 120 cm con armatura lenta così definita $\phi 16$; la armatura di precompressione non è stata modificata



Materiali

R_{ckj} calcestruzzo (Fase taglio dei cavi)	407,88	[kg/cm ²]
R_{ck} calcestruzzo (Fase in opera)	611,82	[kg/cm ²]
Peso specifico calcestruzzo	2500,00	[kg/mc]
Modulo elastico del calcestruzzo	379727,16	[kg/cm ²]
Coefficiente di Poisson	0.20	

Materiale armatura lenta trave

Tipo di acciaio utilizzato	Altro	
Tensione caratteristica di snervamento	4400,00	[kg/cm ²]
Tensione caratteristica di rottura	5500,00	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso	1.00	
Coeff. omogeneizzazione armatura lenta/cls	15.00	
Coeff. omogeneizzazione cavi/cls	6.00	
Coeff. di dilatazione termica	0.00	

Cadute di tensione

Simbologia adottata

$P(Rit)$ Cadute di tensione per fenomeni di ritiro espressa in [%]

$P(Vis)$ Cadute di tensione per fenomeni di viscosità espressa in [%]

$P(Ril)$ Cadute di tensione per fenomeni di rilassamento espressa in [%]

Fase	$P(Rit)$	$P(Vis)$	$P(Ril)$
Taglio cavi	0.00	0.00	39.50
Trasporto	7.30	26.09	43.28
Sollevamento	18.47	35.95	48.55
In opera	100.00	100.00	100.00
ϵ_{cs} Deformazione totale da ritiro		0.00039	
ϕ Coefficiente di viscosità		1.96	
ψ Coefficiente di rilassamento		0.190	
h_0 dimensione convenzionale $2 \cdot A/u$		170,52	mm
f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del cls		49,77	MPa

Classe di armatura

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

	σ_c	σ_{ct}	σ_f
Rara	$< 0.60 f_{ck}$	$< 1.00 f_{ck}$	$< 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente	$< 0.45 f_{ck}$	$< 1.00 f_{ck}$	$< 1.00 f_{yk}$

Frequente
Taglio dei cavi

$$< 1.00 f_{ck}$$

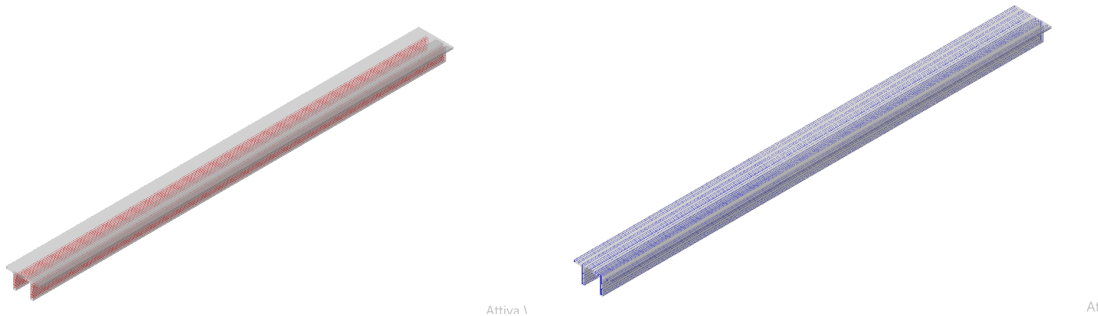
$$< 0.60 f_{ck}$$

$$< 1.00 f_{ck}$$

$$< 1.00 f_{ckj}$$

$$< 1.00 f_{yk}$$

Tegolo con i cavi e armatura lenta

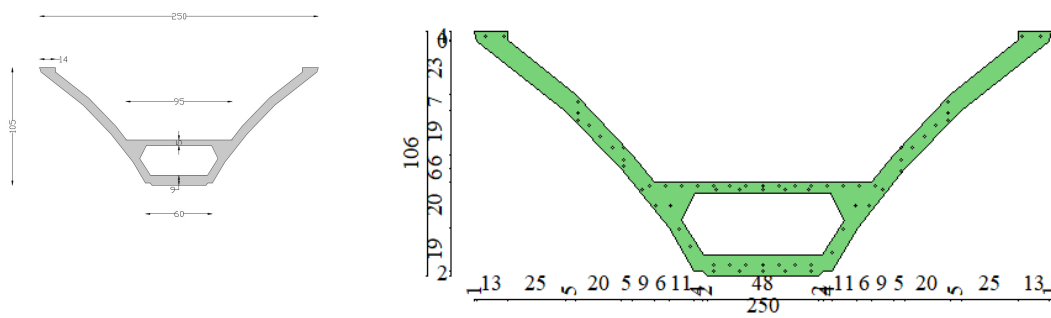


Il tegolo è verificato in tutte le sue fasi , pressoflessione, taglio e fessurazione

Taglio cavi
Trasporto
Sollevamento
In opera

La relazione di calcolo fornita dal software è molto lunga poiché è elevato il numero delle combinazioni di carico si preferisce non riportarla

Tegolo THOR



La sezione con la armatura lenta e i cavi :

Lo schema statico del tegolo :



Caratteristiche materiali utilizzati

R_{ckj} calcestruzzo (Fase taglio dei cavi)	356,89	[kg/cmq]
R_{ck} calcestruzzo (Fase in opera)	764,77	[kg/cmq]
Peso specifico calcestruzzo	2500,00	[kg/mc]
Modulo elastico del calcestruzzo	402612,42	[kg/cmq]
Coefficiente di Poisson	0.20	

Materiale armatura lenta trave

Tipo di acciaio utilizzato	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	4580,00	[kg/cmq]
Tensione caratteristica di rottura	5500,00	[kg/cmq]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso	1.00	
Coeff. omogeneizzazione armatura lenta/cls	15.00	
Coeff. omogeneizzazione cavi/cls	6.00	
Coeff. di dilatazione termica	0.00	

La geometria cavi trefoli $\phi = 15,7$ mm e le armature lente $\phi 16$ sono quelle riportate nella sezione

Cadute di tensione

Simbologia adottata

$P(Rit)$ Cadute di tensione per fenomeni di ritiro espressa in [%]

$P(Vis)$ Cadute di tensione per fenomeni di viscosità espressa in [%]

$P(Ril)$ Cadute di tensione per fenomeni di rilassamento espressa in [%]

Fase	$P(Rit)$	$P(Vis)$	$P(Ril)$
Taglio cavi	0.00	0.00	39.50
Trasporto	12.55	24.03	43.28
Sollevamento	28.94	33.00	48.55
In opera	100.00	100.00	100.00

ϵ_{cs} Deformazione totale da ritiro	0.00042	
ϕ Coefficiente di viscosità	2.13	
ψ Coefficiente di rilassamento	0.190	
h_0 dimensione convenzionale $2 \cdot A/u$	100,00	mm
f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del cls	62,21	MPa
Classe di armatura	0	

Condizione n° 1 - Peso trave

Carichi distribuiti

N°	X_i	X_f	Q_i	Q_f
1	0,00	30,00	816,97	816,97

Condizione n° 3 - Fotovoltaico

Carichi distribuiti

N°	X_i	X_f	Q_i	Q_f
1	0,00	30,00	75,00	75,00

Condizione n° 4 - Neve

Carichi distribuiti

N°	X_i	X_f	Q_i	Q_f
1	0,00	30,00	650,00	650,00

Impostazioni di analisi

Il calcolo della sezione è effettuato nell'ipotesi di precompressione parziale.

Opzioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.50

Opzioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	ORDINARIE
Armatura ad aderenza migliorata	

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5
<u>Verifica delle tensioni</u>	

Combinazione di carico

	σ_c	σ_{ct}	σ_f
Rara	$< 0.60 f_{ck}$	$< 1.00 f_{ck}$	$< 0.80 f_{yk}$
Quasi permanente	$< 0.45 f_{ck}$	$< 1.00 f_{ck}$	$< 1.00 f_{yk}$
Frequente	$< 1.00 f_{ck}$	$< 1.00 f_{ck}$	$< 1.00 f_{yk}$
Taglio dei cavi	$< 0.60 f_{ck}$	$< 1.00 f_{ckj}$	

Il tegolo è verificato in tutte le sue fasi , pressoflessione, taglio e fessurazione

Taglio cavi

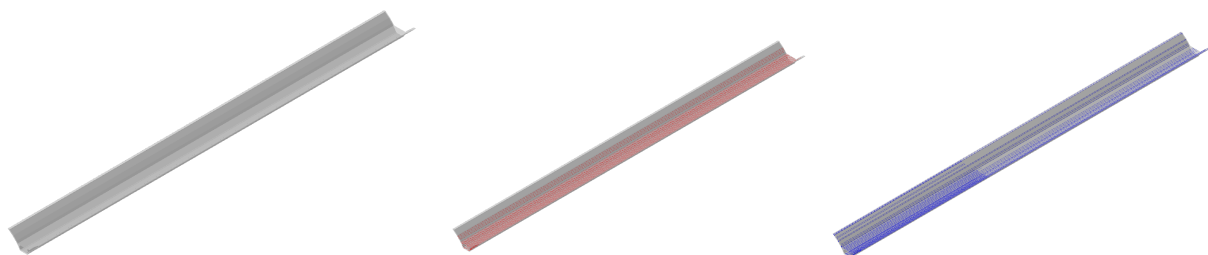
Trasporto

Sollevamento

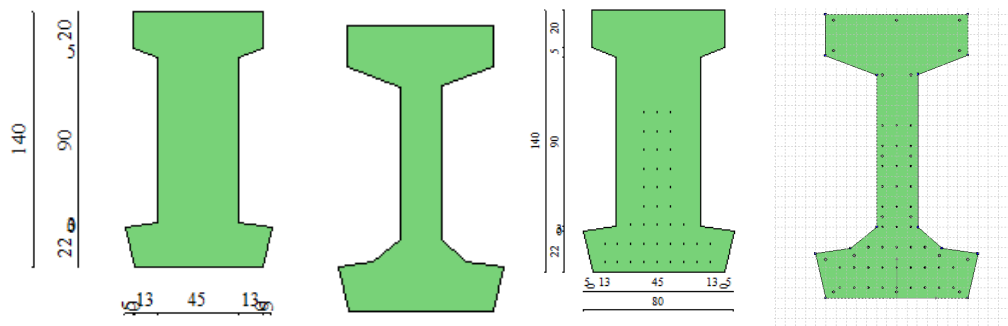
In opera

La inclinazione e curvatura del tegolo Thor non consente al programma di disegnare la staffa per il calcolo delle armature a taglio.

Tegolo THOR, le armature di precompressione , armatura lenta



Trave portante principale luce 12 m



Schema statico



Vincoli e fasi

Fase in opera

Ascissa vincolo sinistro	1,00	[m]
Ascissa vincolo destro	11,00	[m]

Fase taglio dei cavi

Ascissa vincolo sinistro	0,00	[m]
Ascissa vincolo destro	12,00	[m]

Fase di sollevamento

Vincolo sinistro [Appoggio semplice]

Ascissa	1,00	[m]
---------	------	-----

Vincolo destro [Appoggio semplice]

Ascissa	11,00	[m]
---------	-------	-----

Fase di trasporto

Vincolo sinistro [Appoggio semplice]

Ascissa	1,00	[m]
---------	------	-----

Vincolo destro [Appoggio semplice]

Ascissa	11,00	[m]
---------	-------	-----

Caratteristiche materiali utilizzati

R _{ckj} calcestruzzo (<i>Fase taglio dei cavi</i>)	407,88	[kg/cm ²]
R _{ck} calcestruzzo (<i>Fase in opera</i>)	611,82	[kg/cm ²]
Peso specifico calcestruzzo	2500,00	[kg/m ³]
Modulo elastico del calcestruzzo	379727,16	[kg/cm ²]
Coefficiente di Poisson	0.20	

Materiale armatura lenta trave

Tipo di acciaio utilizzato	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	4580,00	[kg/cm ²]
Tensione caratteristica di rottura	5500,00	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso	1.00	
Coeff. omogeneizzazione armatura lenta/cls	15.00	
Coeff. omogeneizzazione cavi/cls	6.00	
Coeff. di dilatazione termica	0.00	

Condizione n° 1 - Peso trave

Carichi distribuiti

N°	Xi	Xf	Qi	Qf
1	0,00	1,20	1888,41	1888,41
2	1,20	10,80	1387,37	1387,37
3	10,80	12,00	1888,41	1888,41

Condizione n° 3 - Condizione 3

Carichi distribuiti

N°	Xi	Xf	Qi	Qf
1	0,00	12,00	450,00	450,00

Condizione n° 4 - neve

Carichi distribuiti

N°	Xi	Xf	Qi	Qf
1	0,00	1,00	3900,00	3900,00

Impostazioni di analisi

Il calcolo della sezione è effettuato nell'ipotesi di precompressione parziale.

Opzioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.50

Opzioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

ORDINARIE

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$$w_1 = 0.20$$

$$w_2 = 0.30$$

$$w_3 = 0.40$$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

$$\sigma_{ct} < 1.00 f_{ck}$$

$$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$$

Quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma_{ct} < 1.00 f_{ck}$$

$$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$$

Frequente

$$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$$

$$\sigma_{ct} < 1.00 f_{ck}$$

$$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$$

Taglio dei cavi

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

$$\sigma_{ct} < 1.00 f_{ckj}$$

La trave è verificata in tutte le sue fasi , pressoflessione, taglio e fessurazione

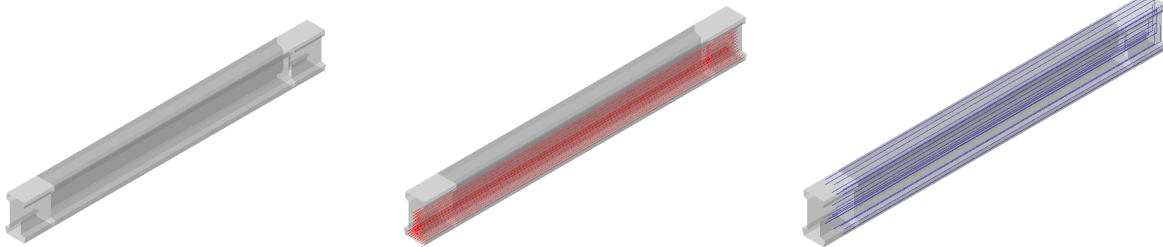
Taglio cavi

Trasporto

Sollevamento

In opera

Trave principale doppio T le armature di precompressione , armatura lenta



19-Interventi di consolidamento e isolamento termico

Il sisma che ha colpito la Emilia Romagna il 20-29 maggio 2012 ha evidenziato i danni provocati da terremoto ai prefabbricati industriali essendo la pianura padana una zona italiana prettamente vocazione agricola zootecnica e industriale con numerosi capannoni industriali prefabbricati. La causa più frequente di danneggiamento negli edifici prefabbricati monopiano è stata la perdita di appoggio degli elementi strutturali orizzontali (tegoli di copertura e travi) dagli elementi di supporto (travi e pilastri, rispettivamente). Tale fenomeno è dovuto nella maggior parte dei casi all'assenza di vincoli di tipo meccanico, vale a dire in condizioni in cui il collegamento faccia affidamento, sul solo attrito per la trasmissione delle forze orizzontali. In alcuni casi, è stato riscontrato il collasso di collegamenti di tipo meccanico trave-pilastro con crisi del calcestruzzo, evidenziata dalla rottura del copriferro ed espulsione dello spinotto.



Figura 3 – Perdita di appoggio della trave principale in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali costruito recentemente in ampliamento di un edificio esistente con connessione trave-pilastro attrittiva



(a)



(b)

Figura 8 – (a) Perdita di appoggio della trave e (b) rotazione del pilastro in un edificio con travi principali trasversali



Figura 11 - Perdita di appoggio della trave per rottura connessione in un edificio con trave principale trasversale



(a)



(b)



(c)

Figura 12 – (a) Particolare della connessione trave-pilastro con spinotto, collassata per crisi del copriferro dello spinotto, (b) con conseguente collasso della trave e (c) dei tegoli di copertura

15 Figura 19 – Collasso di una lastrina di copertura in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale longitudinale

Collasso di elementi di tamponatura

Il sistema di chiusura degli edifici monopiano prefabbricati è costituito nella maggior parte dei casi da pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato disposti orizzontalmente o verticalmente. Sia i pannelli orizzontali che quelli verticali possono essere ancorati ai pilastri o alle travi attraverso diverse tipologie di connessione. In particolare, nelle strutture danneggiate dal sisma, si è riscontrata la presenza di differenti connessioni pannello-pilastro e pannello-trave, molte delle quali sono collassate, provocando il crollo dei pesanti pannelli di tamponatura. In alcuni casi il collasso di pannelli può essere associato al martellamento degli elementi di copertura o degli stessi pilastri o ancora, in corrispondenza degli spigoli, dei pannelli ortogonali. Nei casi in cui i pannelli orizzontali sono vincolati da una parte a pilastri che portano la copertura e dall'altra a pilastri rompitratta: il differente spostamento dei due pilastri può aver rappresentato un'altra causa di crollo. Nell'indagine post-sisma si è, inoltre, riscontrata la presenza di strutture prefabbricate monopiano di meno recente costruzione, che presentano tamponatura in laterizio. Anche in questo caso, la tamponatura ha spesso subito gravi danni (fessurazioni importanti per meccanismi in pia-

no) oppure è collassata per ribaltamento (meccanismi fuori dal piano). Anche per i sistemi di tamponatura si mostreranno essenzialmente collassi in strutture monopiano di tipo produttivo.

Pannelli prefabbricati orizzontali



(a)



(b)



(c)

Figura 22 – Particolare della connessione al pilastro del pannello di tamponatura orizzontale nella sua parte inferiore: (a e b) sella nel pilastro e (c) sagomatura del pannello orizzontale per realizzare l'appoggio



(a)



(b)



(c)

Figura 21 - Crisi della connessione di un pannello di tamponatura orizzontale nella sua parte superiore: (a) dettaglio dell'ancoraggio superiore realizzato tramite profilo a C in acciaio ancorato nel pilastro che ha subito il fenomeno dello slabramento, (b) squadretta di collegamento e (c) connettore con testa a martello



© ReLUIS 2012



© ReLUIS 2012



© ReLUIS 2012

Figura 26 – Collasso pannelli orizzontali di tamponamento in strutture monopiano prefabbricate



(a)



(b)



(c)

Figura 27 – (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento: (b) dettagli connessione in corrispondenza del pilastro e (c) e dettaglio ancoraggio sul pannello



(a)



(b)

Figura 28 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento e (b) dettagli connessione in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)

Figura 32 – (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento in una struttura monopiano prefabbricato: (b) dettaglio ancoraggio pannelli in corrispondenza dei pilastri



(a)



(b)



(c)

Figura 33 – (a e b) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato e (b) dettaglio profili a C in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)

Figura 34 – (a) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato: (b) dettaglio connessione in corrispondenza del pilastro

Pannelli prefabbricati verticali



(a)



(b)



(c)

Figura 40 – (a) Crollo dei pannelli verticali di tamponamento: (b) dettagli profili della quadretta e del bullone ancora inserito nel profilo a C del pannello crollato e (c) dettaglio sezione trasversale del pannello verticale, costituito da calcestruzzo armato e materiale di alleggerimento e isolante

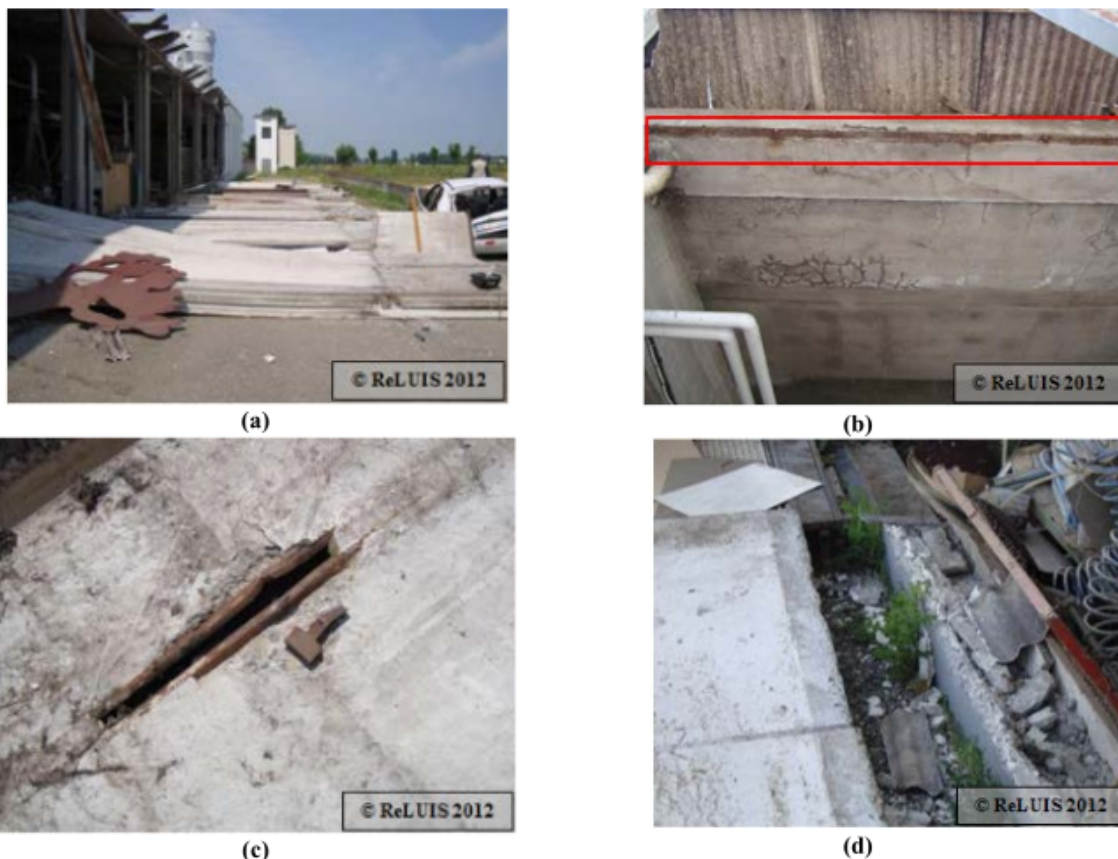


Figura 41 – (a) Crollo dei pannelli verticali di tamponamento; (b) dettagli profilo di acciaio saldato sotto la trave, (c) dettaglio connettore in acciaio saldato sulla piastra saldata alla trave ed inserito nel profilo incavo del pannello tramite la testa a martello e (d) trave reggipannello



Figura 42 –Collasso pannelli verticali di tamponatura di un edificio prefabbricato

Danni ai pilastri

Nelle strutture monopiano prefabbricate gli elementi resistenti verticali, ossia i pilastri, sono generalmente elementi vincolati al piede tramite un plinto a bicchiere, che costituisce per il pilastro un vincolo d'incastro, mentre in testa sono collegati alle travi tramite vincoli a cerniera o carrello. Pertanto lo schema statico del pilastro è quello di una mensola incastrata all'estradosso del bicchiere. In presenza di forti sollecitazioni, come quelle indotte da un terremoto, può accadere che il pilastro perda la verticalità a causa di una rotazione rigida al piede. Questa può essere associata tanto alla rotazione dell'intero elemento di fondazione, quanto al danneggiamento

dei componenti in cemento armato (bicchieri, plinti, ecc.). L'attribuzione a una categoria o all'altra di danno appare difficilmente accertabile in fase di ispezione visiva post-sisma e richiede in generale un'accurata analisi del complesso terreno-fondazione con indagini anche invasive. Evidente, invece, è l'incipiente formazione di cerniera plastica che molti pilastri hanno mostrato alla base, in alcuni casi solo con formazione di fessure, in altri con espulsione di copriferro ed instabilizzazione delle barre, in carenza di armatura trasversale. I rilievi visivi in sito hanno anche permesso di constatare che in numerosissimi casi il danneggiamento dei pilastri è stato indotto dall'impatto degli elementi orizzontali, quali travi e tegoli, collassati per perdita di appoggio.



Figura 46 – Perdita di verticalità dei pilastri in un edificio monopiano prefabbricato per possibile, ma non accertato, problema a livello della fondazione



Figura 47 – Perdita di verticalità dei pilastri per probabile problema in fondazione



Figura 48 – Perdita di verticalità del pilastro con fessurazione alla base



Figura 49 – Perdita di verticalità del pilastro per rottura alla base per cause non accertabili

I danni riportati hanno evidenziato per i prefabbricati industriali le seguenti carenze:

-La carenza delle connessioni è l'assenza di unione meccanica tra gli elementi strutturali, tale da garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico. In particolare per l'assorbimento delle azioni orizzontali si devono sfruttare le sole forze di attrito, introducendo un elemento di forte vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche. In tal modo, le strutture sono fortemente sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. Tale carenza riguarda allo stesso modo sia la connessione tra elementi orizzontali e verticali (collegamento trave-pilastro) che quella tra elementi orizzontali (collegamento copertura-trave). Anche in presenza di collegamento meccanico di almeno un estremo della trave, i dettagli della connessione sono tali da non garantire l'efficacia del sistema di unione predisposto (ad esempio gli spessori di copriferro nel caso di utilizzo di spinotto metallico).

- Carenza del sistema di tamponatura esterna degli edifici prefabbricati, costituita da pannelli prefabbricati in c.a. ed alleggeriti, collegati o alla trave di gronda o ai tegoli o al pilastro in vario modo mediante inserti metallici. In questo caso il collasso è ancora legato alla carenza insita nel sistema di connessione dei pannelli alla struttura portante e non ad errori nel progetto e/o realizzazione dei pannelli stessi. Nella progettazione degli edifici prefabbricati, infatti, nei riguardi delle azioni orizzontali è ancora prassi diffusa eseguire l'analisi strutturale su di un modello a telaio, costituito da pilastri, travi e impalcati, con i pannelli di parete che vengono presi in considerazione unicamente con riferimento al loro contributo alla "massa eccitata"; si trascura generalmente il loro contributo alla rigidezza laterale dell'insieme strutturale. I pannelli vengono poi connessi alla struttura con ancoraggi fissi calcolati sulla base della massa del singolo pannello e per forze normali al pannello stesso.

- Carenza del sistema di controvento la nuda struttura che non è in grado di sopportare le azioni sismiche orizzontali con danni ai pilastri e conseguenti cinatismi con formazione di cerniere plastiche alla base.

L'intervento di consolidamento di un prefabbricato industriale ha come obiettivo il miglioramento della resistenza alle azioni sismiche facendo interagire la tamponatura con la struttura in modo da minimizzare le sollecitazioni flettenti sui pilastri ed il taglio trasmesso al pilastro dall'impalcato con conseguente riduzione della sollecitazione sul collegamento. E' evidente che è necessario intervenire sui collegamenti tra i pannelli prefabbricati solidarizzandoli alla nuda struttura, sui nodi tra elementi prefabbricati. L'irrigidimento dell'impalcato ovvero la connessione tra tegoli e travi portanti fondamentale per assicurare il trasferimento della azione sismica ai pilastri. Un'altra tecnica di consolidamento molto efficace è quella del cappotto sismico accoppiando la coibentazione termica al consolidamento strutturale che consiste nello scaricare la nuda struttura affidando alla parete di calcestruzzo le forze orizzontali senza intervenire sulle tamponature. Il collegamento tra parete in c.a. e struttura avviene tramite connettori metallici in corrispondenza dei pilastri. L'intervento è costoso poiché la superficie è ampia ma efficace ovvero in caso di evento sismico il pre-

fabbricato non subirà danni. Si possono sfruttare altre soluzioni quali esoscheletri esterni in acciaio o legno in corrispondenza dei pilastri ai quali viene affidata una buona parte delle azioni orizzontali. Riportiamo nelle figure seguenti le soluzioni proposte.

Cappotto sismico

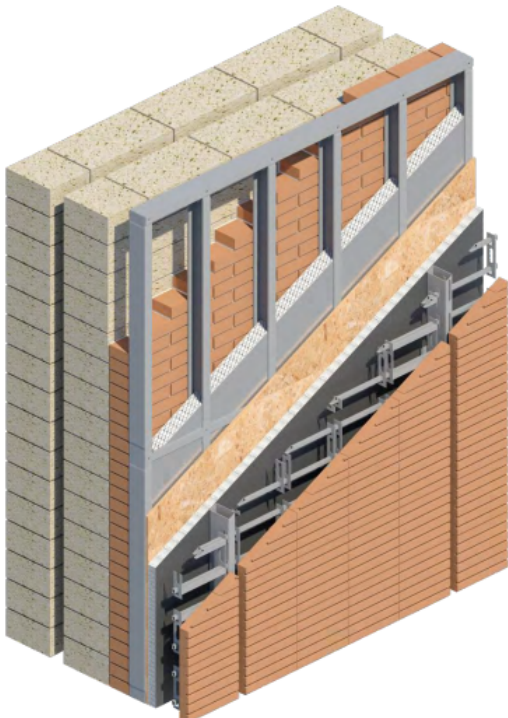
Sono relative ad edifici in c.a. e muratura ma applicabili anche a prefabbricati industriali

-Ecosism

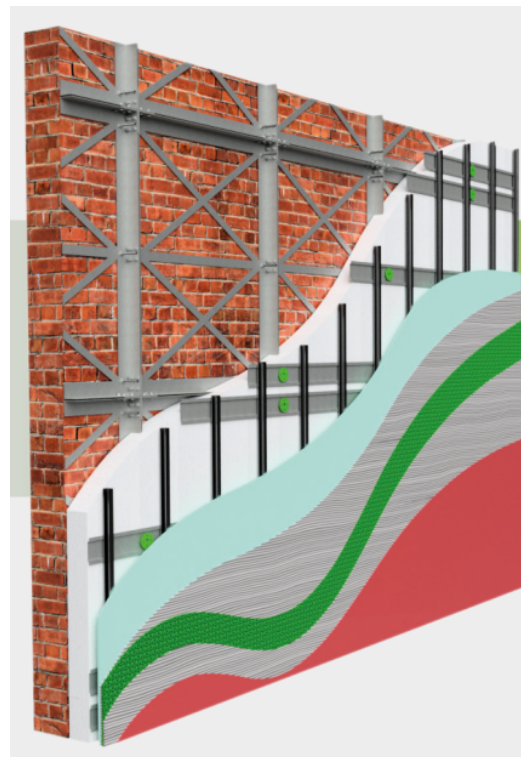


La azione sismica viene affidata ad una parete in cemento armato

-Duosystem

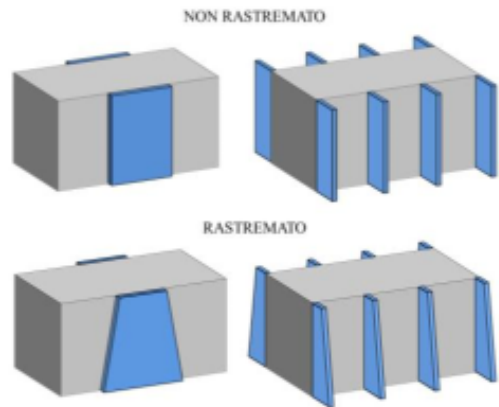
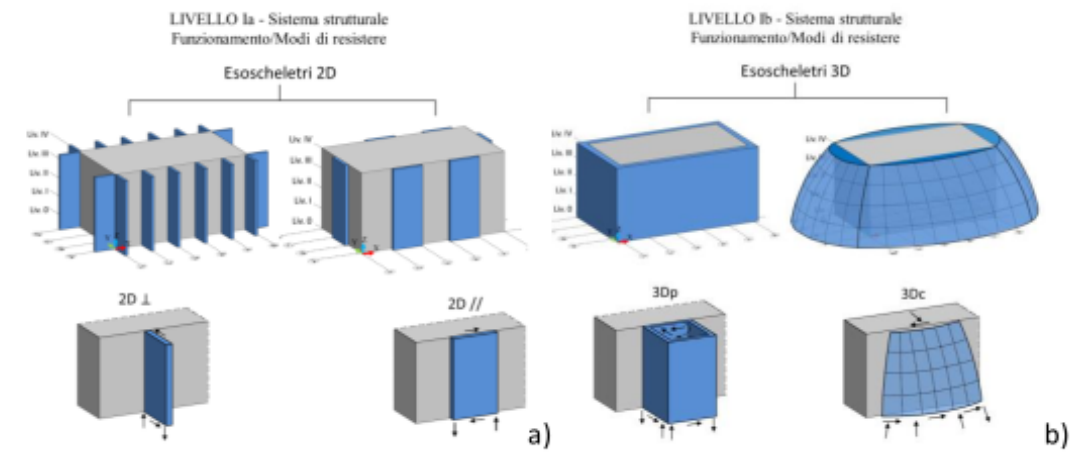


-Resisto



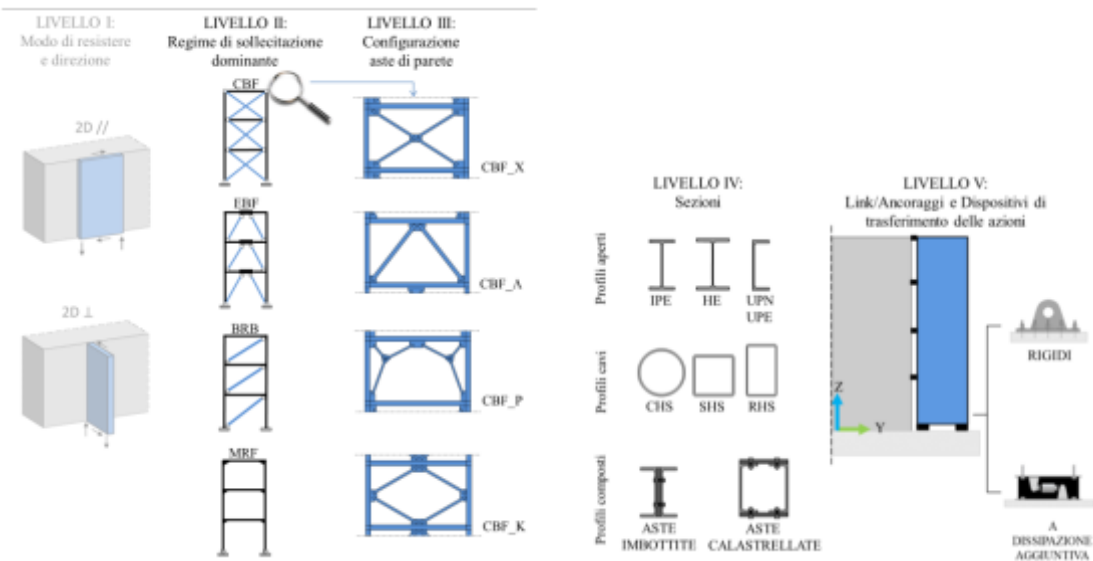
La azione sismica viene affidata ad un telaio in acciaio.

Intervento con esoscheletro esterno



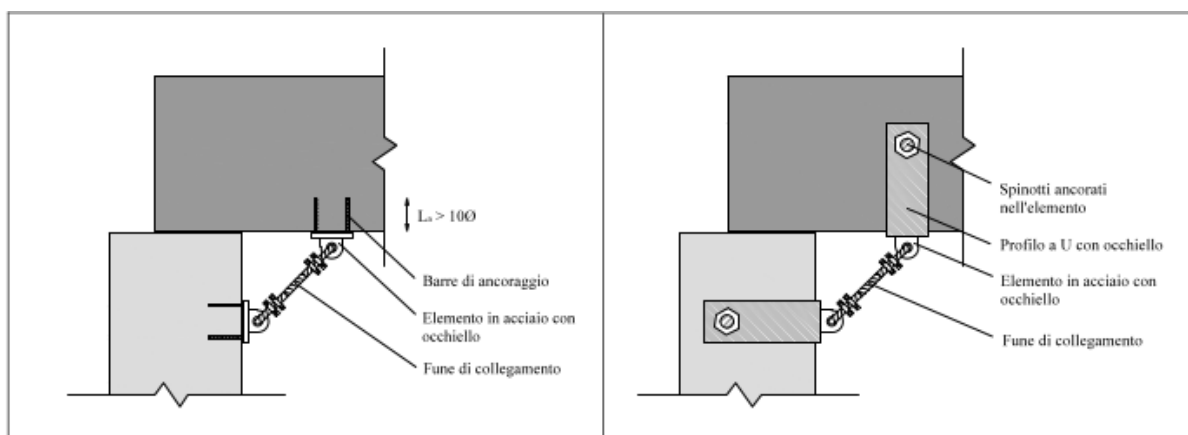
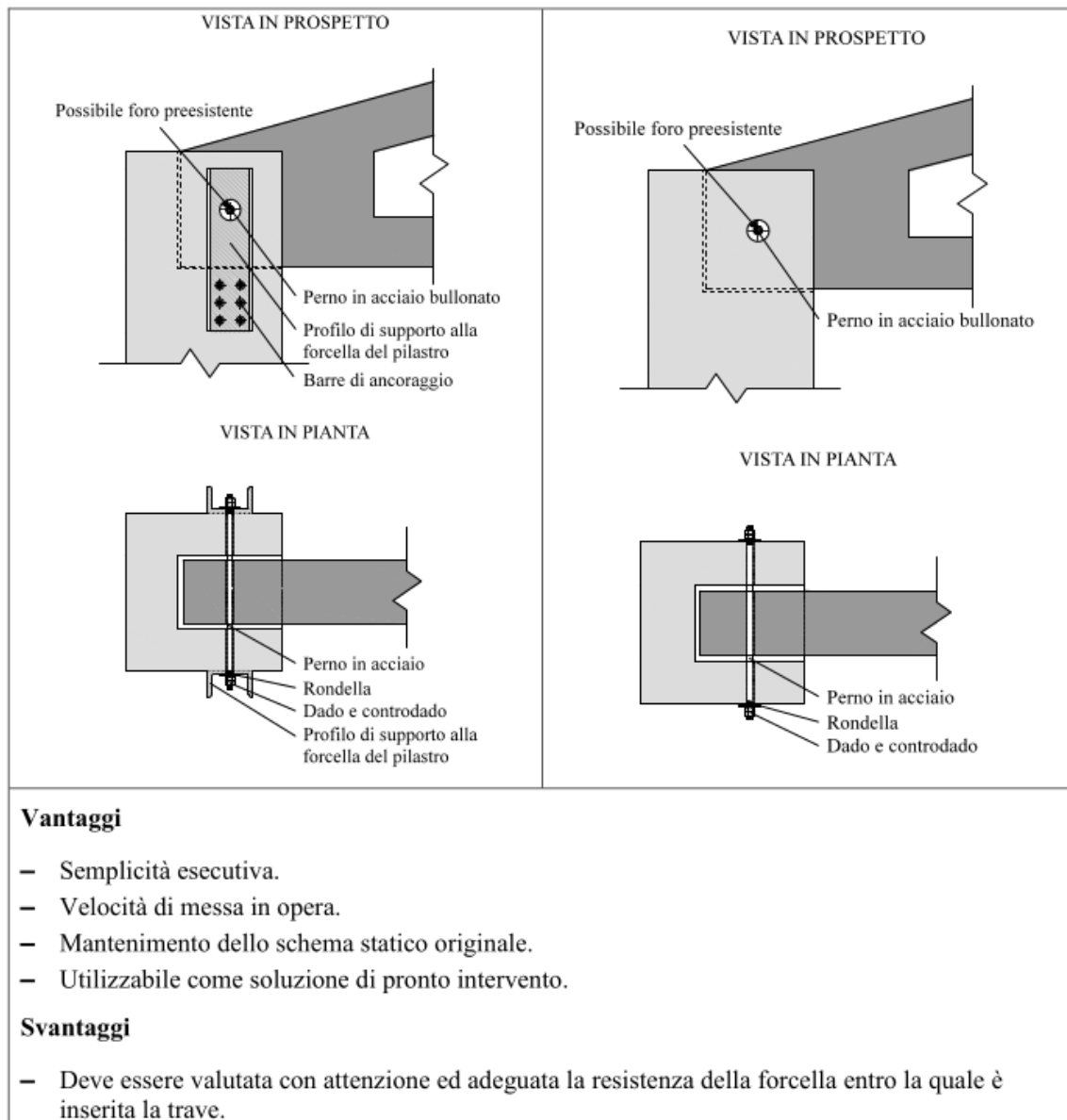
Configurazione dei sistemi piani 2D: sistemi con sezione costante o rastremata.

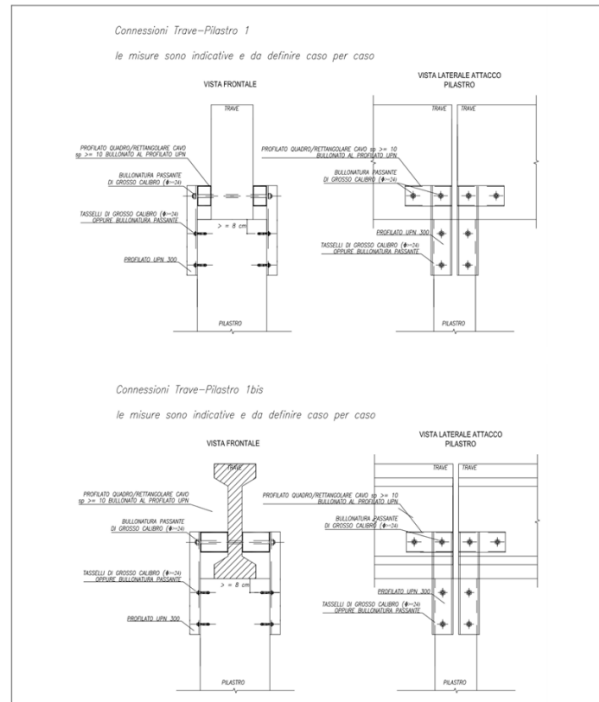
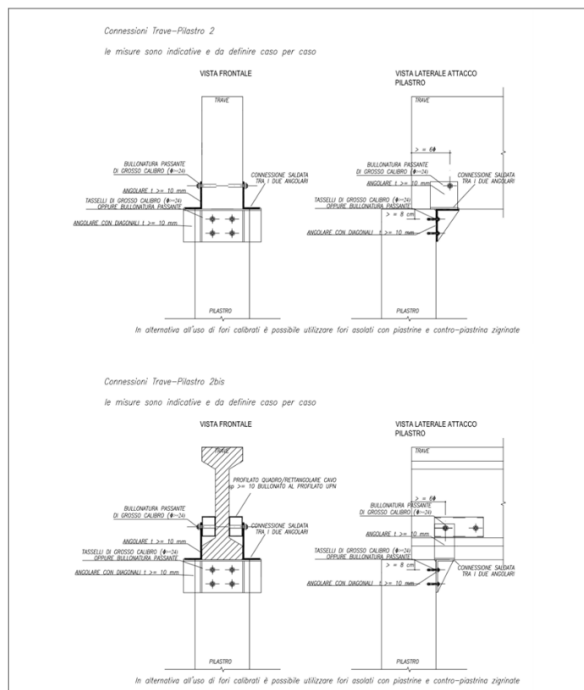
L'esoscheletro può essere una struttura reticolare in acciaio o un pannello X_LAM di spessore 18-22 cm



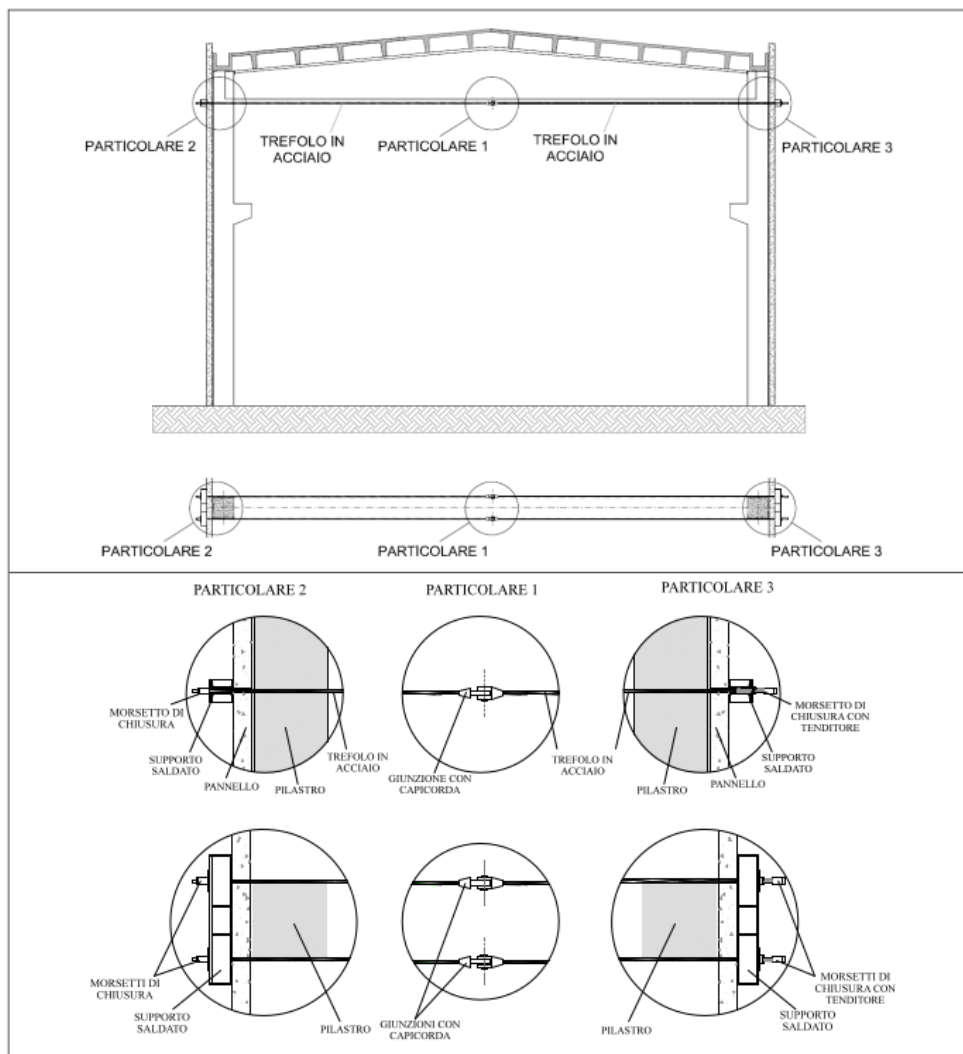
Per quanto concerne le connessioni tra elementi prefabbricati inutile soffermarci sui provvedimenti da adottare riportati ampiamente nelle linee di indirizzo della protezione civile citate nella bibliografia riportiamo alcune semplici soluzioni.

Trave -Pilaastro



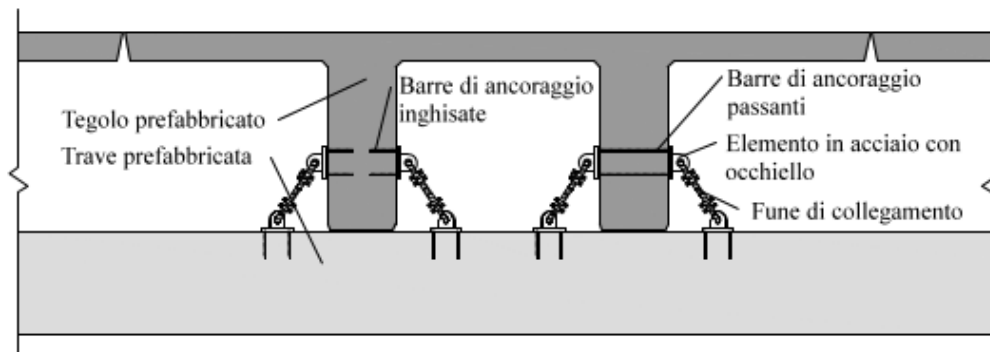


Collegamenti tra pilastri con trefoli o barre metalliche

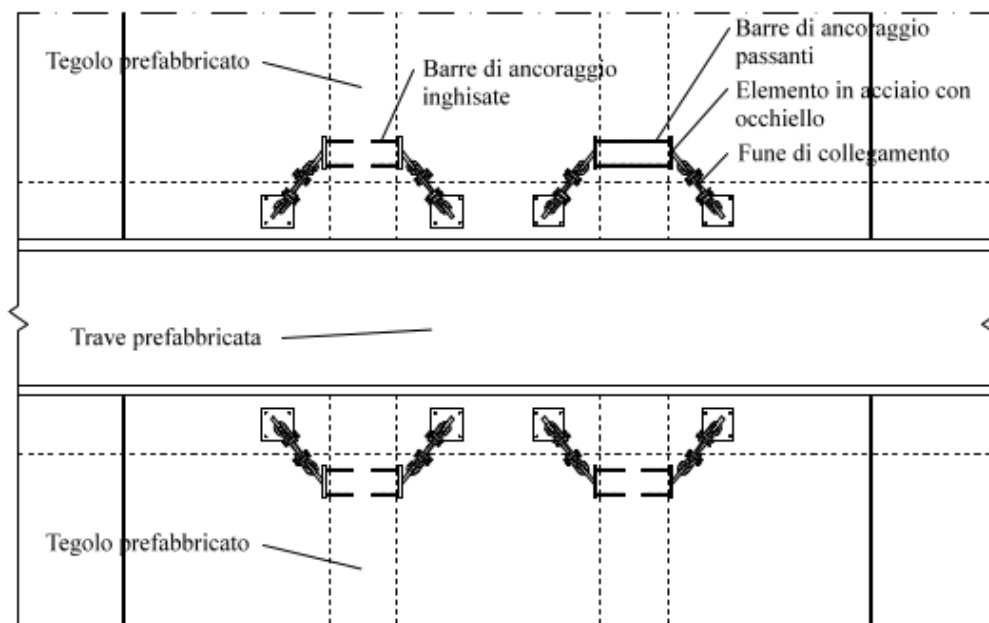


Collegamenti trave tegolo

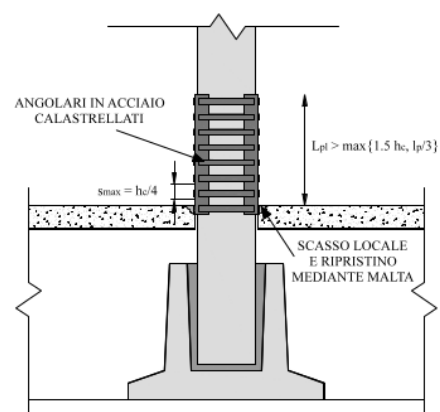
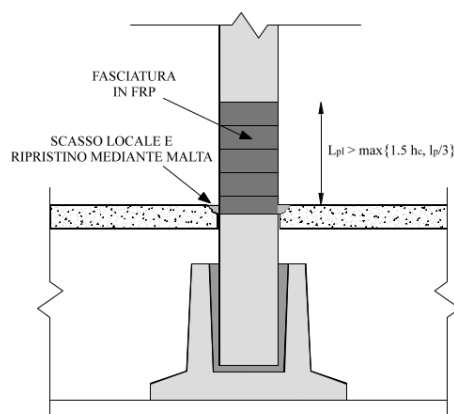
VISTA IN PROSPETTO



VISTA IN PIANTA



Confinamento alla base del pilastro



Collegamento dei pannelli

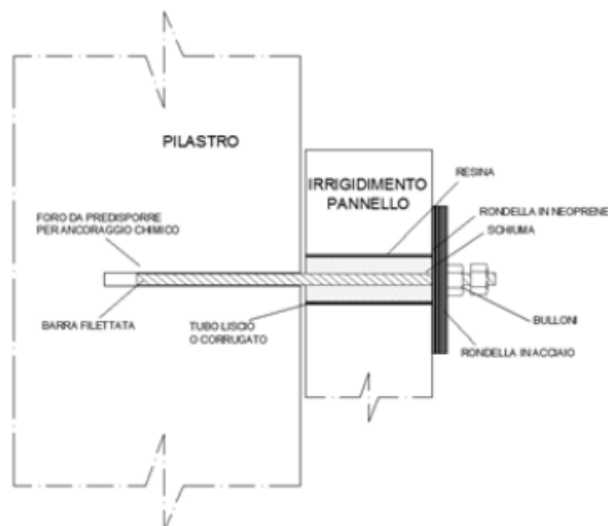
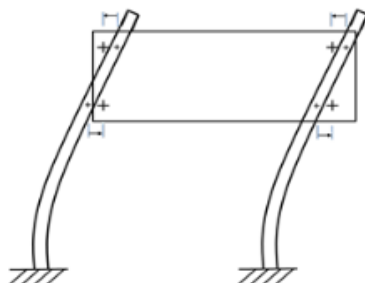


Figura 103 - Rappresentazione del collegamento



L'intervento di adeguamento di un prefabbricato industriale deve perseguire i seguenti obiettivi

- Irrigidimento impalcato (connessioni tegoli , travi portanti)*
- Unioni meccaniche trave-pilastro*
- Controventamento (esoscheletri , cappotto sismico , tamponatura collaborante)*
- Connessioni tra i pannelli.*
- Cappotto termico*

La scelta dell'intervento dipende da :

- Costi di adeguamento*
- Incentivi fiscali*
- Efficacia strutturale*
- Efficacia energetica*

ovvero dal relativo salto di classe sia essa sismica o energetica , dal costo dell'intervento e dagli incentivi fiscali previsti.

20-Architettura industriale e Green design

Il capannone industriale come tutte le strutture prefabbricate quali edifici pubblici, strutture sanitarie ect è stato sempre considerato come una tipologia edilizia che con la sua architettura mal si inserisce sia nel contesto urbano che nell'ambiente naturale. E' evidente che una industria un edificio pubblico un ospedale non possono essere ubicati urbanisticamente in zone naturali e di rispetto ambientale ed allo stesso modo inseriti nel tessuto urbano in conseguenza della attività lavorativa ed economica che si svolge all'interno. Nella redazione dei piani urbanistici e particolareggiati delle zone industriali e sanitarie si scelgono, le porzioni aree di territorio che si adattano all'inserimento di tali tipologie edilizie sia per quanto concerne il paesaggio che il contesto urbano, Se facciamo riferimento all'inquinamento ambientale esistono differenti tipi di inquinamento :

L'inquinamento acustico

*consiste nell'introduzione nell'ambiente di suoni che hanno una quantità di decibel superiore a quella che l'ambiente e le forme di vita che lo abitano sono in grado di sopportare senza disagi o danni anche più gravi. L'**inquinamento acustico** tende ad essere particolarmente sottovalutato causando all'uomo poco più di disagi psicologici o vere e proprie patologie che però hanno molto raramente un esito infausto.*

*L'**inquinamento elettromagnetico** è provocato dalla presenza di dispositivi e campi elettromagnetici nell'ambiente. A creare campi elettrici ed elettromagnetici non sono solo le antenne per la telecomunicazione. Ci sono anche i campi elettrici provocati da motori, elettrodomestici e tutti gli apparati di telecomunicazione, compresi radio e telefoni cellulari.*

*L'**inquinamento atmosferico** è tra le tipologie di inquinamento forse quello più pericoloso per la salute umana, anche a breve termine. Consiste nella diffusione in atmosfera di gas e polveri sottilissime. Le principali fonti di inquinamento sono le attività industriali, gli impianti per la produzione di energia, gli impianti di riscaldamento e il traffico. In generale si calcola che il 75% della polluzione venga prodotto dalla lavorazione e dall'uso dei combustibili fossili. Le aree più colpite dall'inquinamento ambientale sono le grandi aree urbane dove si concentrano industrie, traffico e riscaldamento nei paesi industrializzati o in fase di industrializzazione. Come detto più su le morti causate da questo tipo di inquinamento sono moltissime e rappresentano circa il 20% delle morti premature. La polluzione è inoltre una delle cause principali del riscaldamento globale.*

*L'**inquinamento delle fabbriche e dei trasporti causa lo smog**. Smog è un termine formato dall'unione di due parole inglesi: smoke che significa fumo e fog che significa nebbia. Si tratta di una sorta di fumo acido, con polveri sottili e gas irritanti, che hanno capacità lesive della salute. Infatti provocano infiammazione e danni sia all'apparato cardiaco che cardiocircolatorio e hanno anche effetti cancerogeni. Lo smog provoca anche danni ambientali. Si formano infatti delle vere e proprie cap-*

pe negli strati bassi dell'atmosfera cui consegue un'alterazione a lungo termine dell'ambiente.

L'inquinamento idrico consiste nell'immissione di sostanze inquinanti nell'acqua. Quali sono le cause dell'inquinamento dell'acqua? Tra le principali cause ci sono l'agricoltura intensiva o può essere una conseguenza diretta della polluzione dell'aria attraverso il processo di acidificazione delle piogge.

L'inquinamento del suolo ha diverse facce. Tra le cause di questi tipo di inquinamento ambientale ci sono cause fisiche: le attività di scavo per ricavare materiali per costruzione, l'erosione per il mancato controllo dello scorrimento delle acque di superficie e per la deforestazione, l'eccesso di impermeabilizzazione come accade con l'asfalto in città o con le serre in campagna e l'abbassamento del livello delle falde acquifere per eccessivo prelievo.

Associare ad una struttura prefabbricata ad aree industriali il danno all'ambiente al paesaggio sembra eccessivo e fuori luogo fa parte di retaggi sociali e culturali tipici di conflitti sociali interessi economici e politici che di vero e proprio ambiente naturale. Le aree industriali costruite con strutture prefabbricate



alterano il paesaggio naturale, ma il danno ambientale dipende dalla attività produttiva che viene svolta all'interno della struttura prefabbricata, che crea inquinamento atmosferico attraverso la emissione di sostanze inquinanti derivanti dai pro-

cessi di lavorazione , inquinamento del suolo inquinamento idrico ect Le industrie fanno parte della economia di un territorio alle loro spalle vi sono i poteri bancari che finanziano tramite lo stato queste attività produttive per cui il danno ambientale arrecato da un industria lo fanno apparire meno importante di quello che potrebbe essere un danno al paesaggio. Si pensi al politico banchiere che tutela gli interessi del suo istituto di credito che deve incassare le rate dei mutui dei vari industriali non si preoccuperà certamente del danno ambientale derivante dall'attività produttiva , concentrerà la sua attenzione e piloterà le sue politiche ambientali verso altre problematiche poiché vanno contro i suoi interessi. Le industrie le attività artigiane le strutture sanitarie eseguono processi di lavorazione, utilizzano prodotti che fanno parte della chimica , non la semplice lavorazione e cottura della argilla, la cottura del calcare l'impasto del cemento , il legno e la relativa biomassa ,il processo di lavorazione dell'acciaio , si pensi all'inquinamento derivante dall'eccessivo consumo e produzione di farmaci le tecniche di produzione da parte delle industrie farmaceutiche i rifiuti delle strutture sanitarie, l'inquinamento derivante dagli idrocarburi non la semplice benzina o gasolio che utilizziamo per le nostre auto che gentilmente dal medio oriente ci vengono forniti per consentire i nostri spostamenti sulla rete stradale , ma i rifiuti degli idrocarburi derivanti dall'indotto della industria automobilistica. L'architettura industriale nel corso degli anni ha subito dei radicali cambiamenti diventa quindi inutile progettare un capannone prefabbricato green se al suo interno viene svolta una attività produttiva che arreca del danno ambientale e molto spesso alla architettura di queste strutture è stata data poca importanza il solito volume parallelepipedo con il calcestruzzo a faccia vista conseguenza della prefabbricazione . Con il cambiamento climatico il continuo martellare da parte degli organi di stampa le relative proteste, l'evoluzione della legislazione in materia ambientale ha permeato la coscienza di ogni cittadino per cui la progettazione di capannoni prefabbricati green comincia ad assumere la sua importanza inizialmente attraverso la produzione di energia elettrica tramite impianti fotovoltaici , vista la grande superficie della copertura , si parla di industrie artigiane NZEB ovvero autosufficienti energeticamente stabilimenti industriali NZEB. ormai in Italia vista la enorme diffusione degli impianti fotovoltaici nella ottica della produzione industriale si trasformano in centrali elettriche in grado di fornire energia al territorio. Un area industriale con 15 capannoni ciascuno avente una superficie coperta di 2000 mq , con un impianto fotovoltaico di circa 30000 mq , ovvero 20000 pannelli per una potenza complessiva di picco di circa 7000 Kwh in comune come Castel di Sangro è in grado di produrre in un anno circa $E = 8050000 \text{ Kwh}$. se si pensa che una casa di 100 mq con 4 persone ha un consumo medio annuo di energia elettrica pari 3000 kwh ,siamo in grado di far fronte a circa 2650 appartamenti corrispondenti ad una popolazione di 10000 abitanti. Il capannone con l'impianto fotovoltaico sulla copertura ha ancora la sua imago, l'archetipo industriale ovvero di produzione economica , sono sempre dei parallelepipedi nei quali non è stata migliorata l'architettura o l'estetica dell'edificio ma si è voluto attenuare il danno al paesaggio e al contesto urbano attraverso la moda delle fonti rinnovabili di energia ormai diventate obbligatorie come prescritto dalla recente normativa che si pone l'obiettivo di rendere autosufficiente energeticamente l'intero territorio nazionale come ogni casa o appartamento in sintonia con le direttive europee

in materia di ambiente energia. La copertura con pannello fotovoltaico integrato architettonicamente, con il colore azzurro scuro dà alla struttura prefabbricata un tocco di modernità vi sono elementi di copertura prefabbricati prodotti in stabilimento dove è già integrato il fotovoltaico da inserire tra i tegoli di copertura.



I tegoli a doppio PI greco prefabbricati in stabilimento con i pannelli fotovoltaici integrati, o le coppelle e voltine fotovoltaiche vengono già prodotti poichè la legislazione impone il fotovoltaico sulla copertura. La tipologia costruttiva è in continua evoluzione sempre con maggiore attenzione al rispetto dell'ambiente naturale, la architettura industriale si è modificata radicalmente, il primo esempio è la fabbrica AEG di Peter Berens passando dal razionalismo moderno attraverso il ricorso ad ampie vetrate per finire con il minimalismo industriale. Le immagini di prefabbricati industriale reperibili on line ormai oggetto di progettazione architettonica e costruzione evidenziano questa trasformazione della tipologia edilizia



attraverso i materiali di finitura l'architettura del capannone si modifica radicalmente migliorandone con la scelta dei materiali ecologici l'inserimento nel contesto urbano e naturale

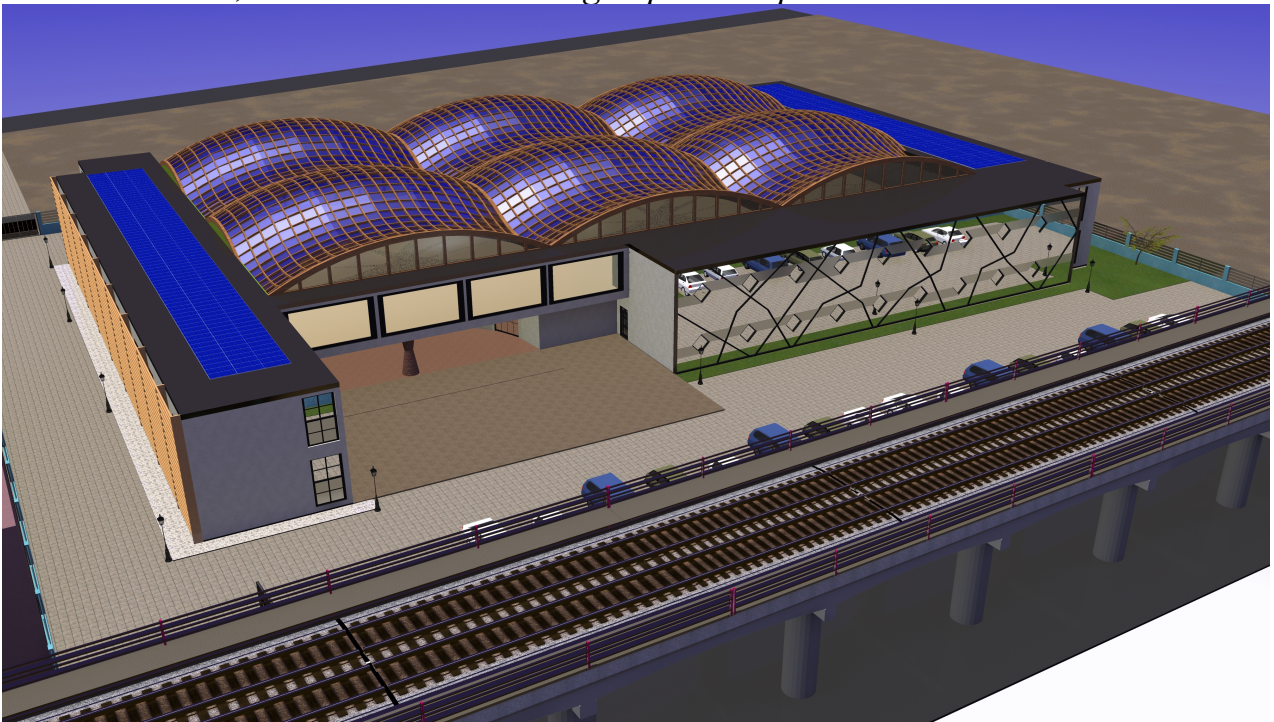


Le strutture prefabbricate moderne ispirate all'industrial design





Da queste immagini è facile intuire che l'architettura industriale ha subito un mutamento radicale , utilizzando anche il legno per le coperture



*L'architettura industriale Green che ha un preciso obiettivo che è quello della salvaguardia dell'ambiente e la prevenzione di ogni forma di inquinamento ; nessun industriale la cui sede della sua attività produttiva è un **Edificio Industriale Green** arrecherebbe del danno all'ambiente , per cui si può ricorrere oltre che alle fonti di energia rinnovabile anche al Biophilcs Design ovvero alla vegetazione sulla copertura dei capannoni industriali a forme che si integrano perfettamente nel contesto naturale. Le stesse politiche ambientali delle industrie diffondono cultura in materia ambientale e svolgere attività collaterali che abbiano come obiettivo la minimizzazione del danno arrecato ; si pensi alle industrie del legno alla produzione di biomasse dagli scarti legnosi , al reimpianto di alberi , alla prevenzione degli incendi boschivi; la salvaguardia dei corsi d'acqua la prevenzione della **"Pollution"** , e la impostazione della ricerca eseguita dalla stessa industria nel settore ambientale .*



I prefabbricati in cemento armato come detto vengono utilizzati per le aziende zootecniche quali stalle per bovini e ovini , porcilaie, pollai , ovvero la edilizia agricola , di conseguenza l'impatto ambientale ed il danno alla natura va contro la stessa attività produttiva che si svolge all'interno ed è impensabile progettare una stalla in zone di montagna o parchi naturali arrecando del danno al paesaggio molto spesso imbiancato e meta di turisti.

Gli strumenti urbanistici individuano zone omogenee del territorio comunale da destinare ad area industriale , il retaggio ambientalista secondo il quale il parallelepipedo prefabbricato con calcestruzzo a faccia vista arreca danni al paesaggio e al contesto urbano è ormai superato l'architettura industriale con i suoi radicali mutamenti come tutte gli interventi edilizi ovvero trasformazioni del territorio ha come obiettivo il miglioramento dell'ambiente sociale urbano e naturale ovvero la creazione di quel sentimento sociale che ne consente la costruzione e la integrazione nel territorio oltre che i vantaggi legati alla economia quali nuovi posti di lavoro . I paesaggi naturali e urbani molto spesso sono delle brutture soprattutto in autunno e primavera senza sole o la neve e contesti urbani privi di socialità marginali e spettrali .



21-Conclusioni

I capannoni industriali prefabbricati sono delle tipologie edilizie che hanno avuto un larghissimo impiego nella edilizia industriale a partire dagli anni 70, da porre in opera in tempi brevi poichè la prefabbricazione riduce i tempi di costruzione con notevole risparmio economico vanificato dai costi derivante dal trasporto e la relativa costruzione in stabilimento con maggiori controlli sia per quanto concerne la stagionatura del cls che il controllo delle armature metalliche. Gli eventi sismici della Emilia Romagna hanno evidenziato gravi danni a queste strutture non tanto nei singoli elementi strutturali tegoli e travi precomprese quali le connessioni, molto spesso calcolate e dimensionate senza tener conto della azione sismica ovvero del taglio trasmesso dalla trave al pilastro o dai tegoli alle travi portanti. Inutile parlare della evoluzione delle norme tecniche sulle costruzioni che dal 24 gennaio 1986 al 2008 e con le attuali NTC 2018 si è avuta una revisione della intera mappa sismica del territorio nazionale con modifica delle accelerazioni al suolo.

Strutture prefabbricate e poste in opera dal 1975 al 2005 sono state calcolate con un accelerazione al suolo

$A_G = 1 \text{ m/sec}^2$ e fattore di struttura 1.2 che amplificava la azione sismica del 20% per tener conto del meccanismo di collasso derivante dallo schema a pilastri isostatici; le NTC 2008 per Castel di Sangro $A_G = 2.65 \text{ m/sec}^2$

e con fattore di struttura pari a 2 sempre per strutture monopiano e pilastri isostatici. Se poi si tiene conto del terreno di fondazione della topografia indipendentemente dal periodo di oscillazione la accelerazione

*$S_d(T) = 2,31 * 2,65 * 1,25 * 0,9 / 2 = 3.44 \text{ m/sec}^2$*

*Le azioni sismiche si sono triplicate, è evidente che dette strutture indipendentemente dalle unioni tra i singoli elementi strutturali vanno adeguate sismicamente, intervento consigliato dal **governo Conte** tramite il **Sisma Bonus**.*

La tecnica delle strutture prefabbricate in cemento armato e soprattutto la competenza in questo settore nel corso degli anni si è modificata radicalmente anche attraverso l'uso di software di calcolo sofisticati; le strutture prefabbricate soprattutto quelle a pannelli portanti sono state sempre esclusiva competenza dei Russi e delle Nazioni dell'est europeo, dove con la società marxista e l'edilizia industriale ed economica e popolare dal dopoguerra 1950 fino agli anni 80 prima dell'avvento di Gorbaciov imponevano tali sistemi strutturali delle industrie di stato dove i russi lavoravano essendoci poco spazio per la ideologia capitalista e la impresa edile privata. I costi e le spese per un capannone industriale sono eccessive si ricorre a finanziamenti europei o dello stato italiano si parla di mutui di milioni di euro da ammortizzare o estinguere in rate ventennali o trentennali a differenze della Ex Unione Sovietica o paese dell'Est dove il prefabbricato industriale lo costruiva lo stato e all'interno vi lavoravano gli operai e la dirigenza. E' evidente che una attività artigianale o industriale al fine di far fronte alle rate del mutuo deve avere un attività lavorativa fiorente con un reddito annuo elevato molto spesso viene posto a garanzia del mutuo lo stesso capannone industriale e l'attività imprenditoriale viene messa al servizio del sistema sociale poichè deve far fronte agli impegni bancari e garantire commesse private e pubbliche. Il progetto architettonico e strutturale di un capannone prefabbricato di-

venta importante è richiesta competenza e creatività un danno strutturale o ambientale vanifica la stessa garanzia dei mutui ipotecari , gli istituti di credito in tali situazioni esercitano il loro potere economico sui beni economici familiari se il prefabbricato presenta dei danni strutturali o arreca del danno ambientale , di conseguenza il disagio economico viene trasferito dal singolo imprenditore ai familiari completamente estranei alla attività imprenditoriale e senza alcuna responsabilità. La progettazione strutturale ambientale e architettonica di strutture industriali prefabbricate è fondamentale sia per tutelare gli interessi dell'imprenditore , degli istituti di credito e delle famiglie ignare coinvolte in tale attività che ne subiscono i disagi per cui la scelta dei tecnici siano essi architetti o ingegneri diventa fondamentale ispirata a competenza e creatività e non a clientele amicizie sociali politiche e con i mezzi di informazione. Il prefabbricato industriale rappresenta una eccellente forma di investimento non solo per l'attività artigianale e imprenditoriale che viene svolta all'interno , ma per l'immobile il suo valore economico che dopo il pagamento delle rate di mutuo in genere ventennale diventano esclusiva proprietà dell' **"artigiano industriale"** ma un evento tellurico qualora la struttura prefabbricata non sia antisismica e non rispetti le normative vigenti può determinare il crollo vanificando sia il lavoro che i sacrifici profusi nei 20 anni ritrovandosi alla fine ad aver svolto attività imprenditoriale senza l'immobile il cui valore economico va oltre il costo iniziale di costruzione raddoppiandolo come succede per l'edilizia in genere e gli appartamenti. Il prefabbricato industriale è stato oggetto di discussione nella mia seduta di laurea il 27 maggio 1992 con i prof. *Ciro Faella, Aurelio Giliberti, Michele Pagano* mi obiettarono la rigidità dei collegamenti tra i tegoli e le coppelle le dimensioni delle piastre metalliche e i conseguenti incrementi di sollecitazioni sui pilastri derivanti dalle escursioni termiche ma essendo la lunghezza del capannone circa 50 m tenendo conto della fessurazione del cls gli incrementi di sollecitazione nei pilastri di estremità erano trascurabili. Nella mia carriera professionale dal 1992 al 2023 non ho mai avuto occasione né di progettare travi precomprese anche per ponti di modesta luce né progettare architettonicamente e calcolare prefabbricati industriali. Associare ad un prefabbricato industriale il danno ambientale e al paesaggio derivante dal calcestruzzo è un pò meschino rientra nella ideologia ambientale di guerra al cemento e alla teoria del cls , quando si rivela molto più dannosa per l'ambiente l'attività produttiva che viene svolta all'interno sia in termini di **"Pollution"** che di materiale utilizzato e di rifiuti industriali. L'architettura dei prefabbricati industriali ha queste caratteristiche proprio per non evidenziare il danno della attività produttiva e sarebbe necessario progettare **Prefabbricati Green** in modo da mitigare il danno ecologico e ambientale della attività artigianale o industriale . I costi di costruzione di un capannone prefabbricato si aggirano intorno ai 600÷700 euro a mq , per superfici di 2000 mq si raggiungono cifre di 1.200.000÷1.400.000 euro, ovviamente l'incidenza sul costo di costruzione è legata alla finiture; l'assemblaggio degli elementi prefabbricati avviene molto velocemente riducendo i tempi costruzione in cantiere quindi i costi, compensati da maggiori oneri per trasporto e produzione in stabilimento. I concetti espressi in questi appunti a me sono noti dal 1990 memorizzati in un **cluster** celebrare rispolverati dopo molti anni con la modifica delle normative sulle costruzioni prefabbricate per cui ho eseguito una composizione della bibliogra-

fia reperibile on line gratuitamente, senza svendere né professionalità né competenza esclusivamente il tempo impiegato per scriverli circa 20 giorni corrispondente come per ogni opera dell'ingegno al pagamento dei diritti di autore per chi ovviamente né fa il gratuito download. I programmi utilizzati sono delle versioni free e demo con limitazioni nelle stampe utilizzati per motivi didattici e culturali e non professionali ai quali corrispondono parcelle elevate per progettazioni di prefabbricati industriali circa il 15% del costo di costruzione 180.000 ÷ 210.000 euro.

Bibliografia

Assobeton progettazione sismica strutture prefabbricate

Proposta di un metodo di progettazione plinti a bicchiere

NTC 2018

Reluis Schedario Collegamenti

AICAP Mensole tozze

Mensole tozze DICEA

Design Guidelines for Wall Panel Connections European commission

Design Guidelines for precast Connections European commission

Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici

Software free

Iperspace Bim Personal Edition 6

Dinamo (geometria sezioni)

Aztec CAPS Educational (precompresso)

Fin EC 2023 (verifica sezioni)



I prefabbricati industriali con isolatori sismici

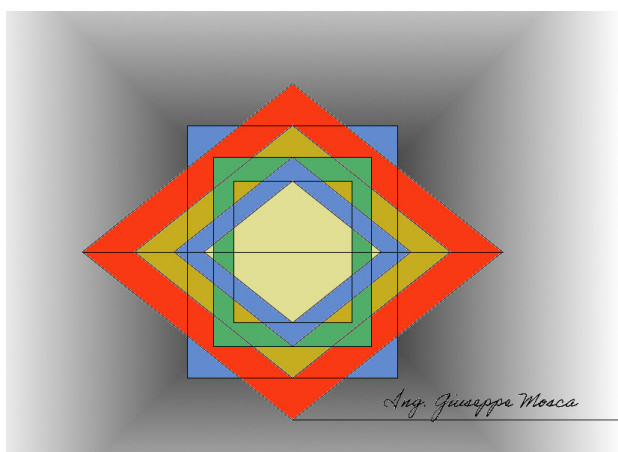
1- Introduzione

2- Gli isolatori sismici e la analisi dinamica

3- L'isolamento sismico dell'impalcato

4- Prefabbricato industriale isolato alla base

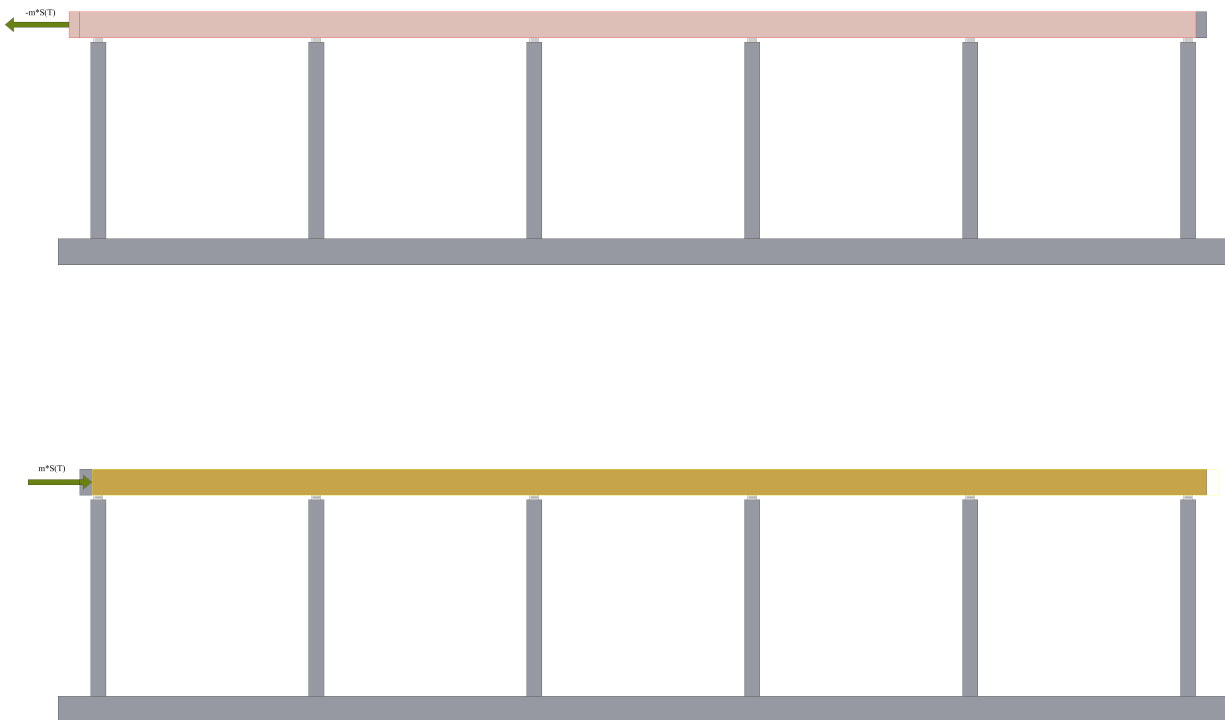
5- Conclusioni



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

1- Introduzione

La struttura portante dei prefabbricati industriali è concepita secondo uno schema strutturale isostatico dove i pilastri hanno un comportamento a mensola collegata in sommità da pendoli inestensibili se ipotizziamo che l'impalcato sia rigido, deformabili per impalcato deformabile, di conseguenza l'inserimento degli isolatori sismici alla base del pilastro ovvero in testa al bicchiere genera labilità strutturali. Se facciamo interagire la tamponatura con la struttura portante in modo da ottenere una scatola rigida possiamo disporre gli isolatori sismici alla base del bicchiere. Quando dobbiamo eseguire degli interventi di consolidamento strutturale conviene isolare sismicamente l'impalcato superiore composto da travi portanti, tegoli e coppelle disponendo gli isolatori sismici in testa al pilastro dando alla copertura la possibilità di oscillare rigidamente in occasione di un evento sismico riducendo la forza di taglio trasmessa ai pilastri ovvero alla sottostruttura che rimane praticamente ferma. La descrizione del moto è quella riportata in figura



L'impalcato deve essere molto rigido per cui vanno infittite le piastre metalliche di collegamento tra i tegoli e le coppelle; la soluzione migliore è realizzare una soletta di completamento in cemento armato collaborante ancorata ai tegoli tramite connettori metallici ; le problematiche dovute agli effetti termici ovvero le dilatazioni e contrazioni dell'impalcato in conseguenza della escursione termica invernale ed estiva non sussistono per la presenza degli isolatori elastomerici che consentono tali spostamenti riducendo taglio e momento flettente sui pilastri. Il prefabbricato industriale con isolamento sismico alla base può essere realizzato modificando le condizioni di vincolo alla testa del pilastro in modo da avere un telaio prefabbricato con nodi incastro.

2- Gli isolatori sismici e la analisi dinamica

Gli isolatori sismici sono di 2 tipologie elastomerici ovvero in gomma con intercalazione di lamine metalliche , a pendolo scorrevole tramite una sfera metallica.

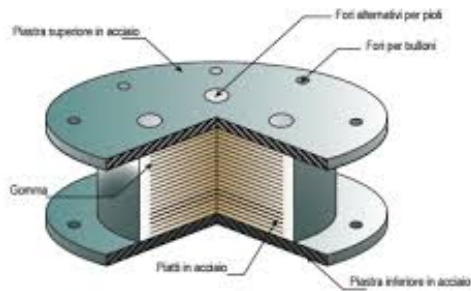
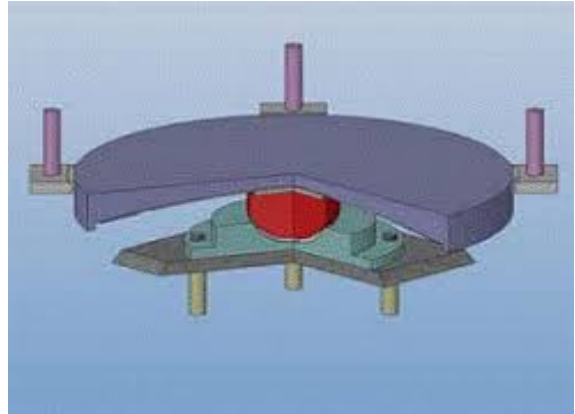
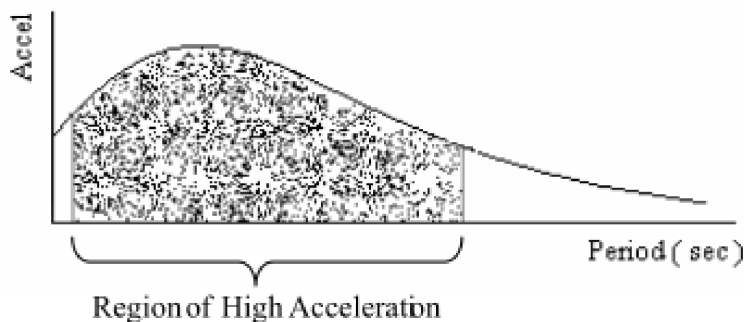


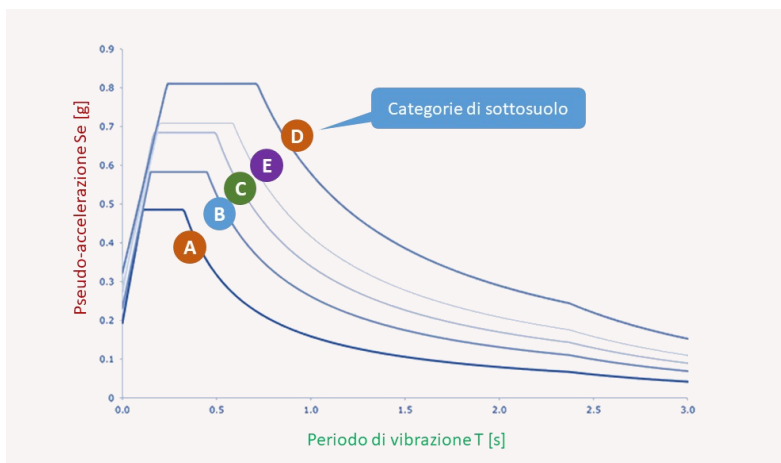
Figura 2.1
Isolatore elastomerico con lamiere di acciaio



La funzione dell'isolatore sismico è quella di minimizzare la rigidezza della nostra struttura in cemento armato in modo che il periodo di oscillazione fondamentale assuma dei valori elevati ai quali corrispondono accelerazioni così come definite dallo spettro di risposta delle NTC 2018 ridotte. Lo spettro di risposta ha l'andamento riportato in figura



Lo spettro delle NTC Italiane :



Per valori del periodo $T > 2$ sec si ottengono pseudo accelerazioni ridotte.

Un prefabbricato industriale è solitamente monopiano con schema strutturale isostatico a mensola , nella ipotesi di simmetria strutturale senza alcuna irregolarità in pianta la rigidezza della struttura prefabbricata nelle due direzioni

$$K_X = \sum K_{XI} ; \quad K_Y = \sum K_{YI} ; \text{ dove}$$

$$K_{XI} = 3EI_{XI}/H^3 \text{ rigidezza pilastro secondo } X$$

$$K_{YI} = 3EI_{YI}/H^3 \text{ rigidezza pilastro secondo } Y$$

Se consideriamo il contributo delle tamponature prefabbricate indicando

$$K_X = \sum K_{XI} + \sum K_{TXJ} ; \quad K_Y = \sum K_{YI} + \sum K_{TYJ} ;$$

$$K_{TXJ} \text{ rigidezza tamponatura direzione } X \quad J \text{ numero pannelli direzione } X$$

$$K_{TYJ} \text{ rigidezza tamponatura direzione } Y \quad J \text{ numero pannelli direzione } Y$$

La rigidezza complessiva del sistema di isolamento

$$K_{XIS} = n * K_{IS} ; \quad K_{YISY} = n * K_{IS} ;$$

n numero isolatori sismici (numero pilastri)

K_{IS} rigidezza isolatore

La equazione del moto dinamico in assenza di smorzamento

$$M * Y'' + K * Y = M * S_d(T)$$

e in presenza di dumping

$$M * Y'' + C * Y' + K * Y = M * S_d(T)$$

La rigidezza complessiva è per molle disposte in serie

$$1/K = 1/K_{IS} + 1/K_X \quad \text{direzione } X \quad K = (K_{IS} * K_X)/(K_{IS} + K_X)$$

$$1/K = 1/K_{IS} + 1/K_Y \quad \text{direzione } Y \quad K = (K_{IS} * K_X)/(K_{IS} + K_X)$$

La equazione del moto dinamico :

$$M * Y'' + (K_{IS} * K_X)/(K_{IS} + K_X) * Y = M * S_d(T)$$

$$Y = Sd(T)/\omega^2 * (1 - \cos\omega t) ; \omega^2 = K/M ; 1/\omega^2 = M/K = M * 1/K = M * (1/K_{IS} + 1/K_X)$$

Possiamo porre $Y = Y_{IS} + Y_S$

Y_S spostamento struttura Y_{IS} spostamento isolatori

$$Y = Y_{IS} + Y_S = (1 - \cos\omega t) * M * Sd(T) * (1/K_{IS} + 1/K_X) =$$

$$= (1 - \cos\omega t) * M/K_{IS} * Sd(T) + (1 - \cos\omega t) * M/K_X * Sd(T)$$

I due spostamenti ovvero la separazione dei due moti

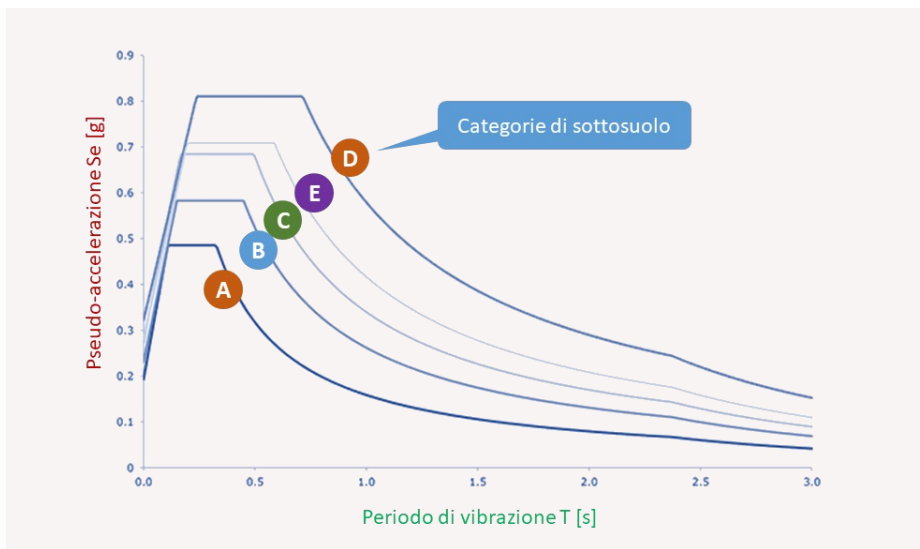
$$Y_{IS} = (1 - \cos\omega t) * M/K_{IS} * Sd(T) \text{ spostamento isolatori}$$

$$Y_S = (1 - \cos\omega t) * M/K_X * Sd(T) \text{ spostamento struttura}$$

La pulsazione come detto $\omega^2 = K/M$;

Il periodo di vibrazione della struttura $T = 2 * \pi / \omega$

Dallo spettro di risposta è possibile risalire alla pseudo accelerazione $Sd(T)$



Ricavando le sollecitazioni dinamiche sugli elementi strutturali risolvendo la equazione differenziale del moto. Utilizziamo un approccio differente che è quello della composizione cinematica analizzando le due situazioni di isolatore sismico in copertura e isolatore alla base in testa al bicchiere, definendo le due masse sismiche

M_C massa impalcato ; M_S massa struttura ; $M = M_C + M_S$

Il moto dinamico della copertura :

$$M_C * Y_{IS}'' + K_{IS} * Y_{IS} = M_C * S_d(T) \quad K_{IS} \text{ rigidezza isolatori}$$

$$Y_{IS} = (1 - \cos \omega t) * M_C / K_{IS} * S_d(T) \quad \text{spostamento copertura}$$

Il moto della intera struttura

$$M_S * Y_S'' + K_S * Y_S = M_S * S_d(T) \quad M_S \quad K_S \text{ rigidezza pilastri}$$

$$Y_S = (1 - \cos \omega t) * M_S / K_S * S_d(T) \quad \text{spostamento struttura}$$

Le forze di inerzia sui pilastri sono ridotte in virtù della massa M_S derivante dai pannelli di tamponatura e dai pilastri stessi

$$F_S = M_S * S_d(T) * \cos \omega t \quad \omega_S^2 = K_S / M_S \quad T_S = 2 * \pi / \omega_S$$

La forza di inerzia sulla copertura

$$F_C = M_C * S_d(T) * \cos \omega t \quad \omega_C^2 = K_{IS} / M_C \quad T_C = 2 * \pi / \omega_C$$

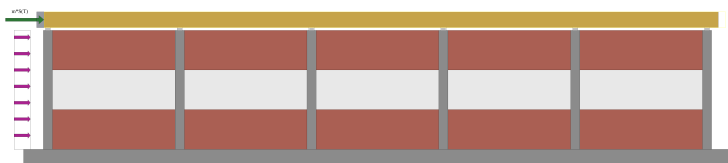
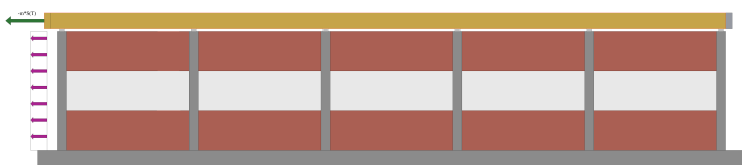
Si calcola il telaio monopiano ovvero lo schema isostatico sollecitato dalle seguenti forze. La prima concentrata

$$F_C = M_C * S_d(T) * \cos \omega t \quad S_d(T_C) \text{ pseudo accelerazione copertura}$$

La seconda distribuita lungo la altezza che tiene conto della tamponatura e dei pilastri $m_S = M_S / H$, H altezza telaio, prefabbricato

$$F_S = m_S * S_d(T) * \cos \omega t \quad S_d(T_S) \text{ pseudo accelerazione struttura}$$

Lo schema statico del prefabbricato è riportato in figura



Se il sistema di isolamento sismico lo disponiamo alla base del capannone in testa al plinto a bicchiere:

Le equazioni del moto sono le solite ovvero si determina il periodo fondamentale di vibrazione del sistema di isolamento

$$M * Y_{IS}'' + K_{IS} * Y_{IS} = 0 \quad \omega^2 = K_{IS}/M \quad T = 2 * \pi / \omega$$

*E si applicano le forze statiche alla sovrastruttura $F = M * S_d(T)$; se invece vogliamo applicare le forze dinamiche*

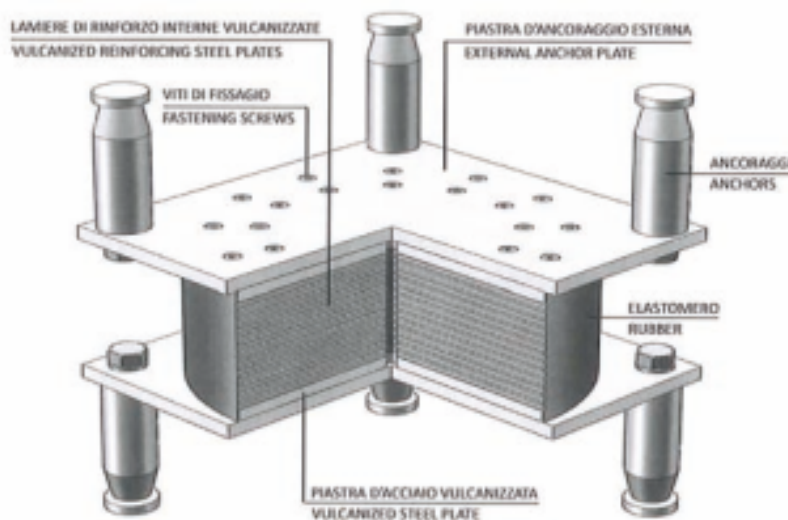
$$Y = S_d(T) / \omega^2 * (1 - \cos \omega t) \quad F = M * S_d(T) * \cos \omega t .$$

Lo spostamento complessivo in forma disaccoppiata

$$Y = Y_{IS} + Y_S = (1 - \cos \omega t) * M / K_{IS} * S_d(T) + (1 - \cos \omega t) * M / K_X * S_d(T)$$

-Isolatore elastomerico

HDRB High Damping Rubber Bearings. Appoggi in gomma ad alta rigidezza verticale con mescola dissipativa e MLRB Multy Layer Rubber Bearings. Appoggi in gomma a basso fattore di smorzamento (mescola poco dissipativa).



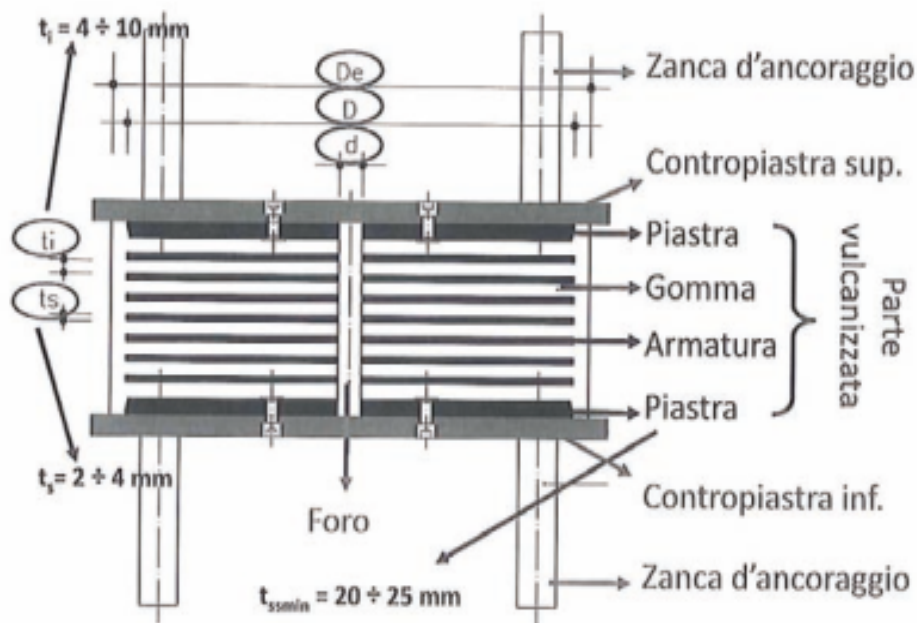
- isolatori in gomma a basso smorzamento o low damping rubber bearing (LDRB);
- isolatori in gomma ad alto smorzamento o high damping rubber bearing (HDRB);
- isolatori in gomma-piombo o lead rubber bearing (LRB)

-Gli HRDB e gli MLRB hanno buona capacità di ricentraggio.

-Gli HRDB hanno capacità elevata di dissipare energia fino al 30 %.

-Gli MLRB hanno basso fattore di smorzamento (dell'ordine del 4%).

Posti al disotto di un edificio o di un impalcato hanno l'effetto di aumentare il periodo proprio della struttura dissipando energia.



Gli isolatori in materiale elastomerico e acciaio sono costituiti da strati alterni di materiale elastomerico (di spessore variabile tra 8 mm e 20 mm) e di acciaio (spessore 2÷3 mm). I lamierini di acciaio vengono vulcanizzati negli strati di gomma e svolgono una funzione di confinamento dell'elastomero, riducendone la deformabilità per carichi ortogonali alla giacitura degli strati (carichi verticali) e lasciando inalterata la deformabilità per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali). Gli accorciamenti subiti dal dispositivo per effetto del solo carico verticale di competenza sono di circa 1÷3 mm.

Per il calcolo degli sforzi e deformazione nella gomma si utilizza un modulo di elasticità tangenziale G_{DIN} che si compone di due aliquote viscosa ed elastica

$$G_{DIN} = G' + i \cdot G'' \quad \text{con } i^2 = -1 \quad i = \sqrt{-1} \quad \text{numero immaginario}$$

$$G' \text{ contributo elastico} \quad G' = \sigma_0 / \varepsilon_0 \cdot \cos \delta$$

$$G'' \text{ contributo viscoso} \quad G'' = \sigma_0 / \varepsilon_0 \cdot \sin \delta$$

$$G_{DIN} = \sigma_0 / \varepsilon_0 \cdot (\cos \delta - i \cdot \sin \delta) = \sigma_0 / \varepsilon_0 \cdot e^{ix}$$

σ_0 ampiezza della tensione

ε_0 ampiezza della deformazione

δ sfasamento tra tensione e deformazione

Il modulo dinamico deriva dallo studio del moto dinamico dell'oscillatore elastomerico e quindi dello strato di gomma durante un terremoto regolato da una equazione del tipo

$$m \cdot Y'' + c \cdot Y' + G \cdot A / t \cdot Y = m \cdot S_d(T) \quad \text{la rigidezza a taglio} \quad K = G \cdot A / t$$

t spessore dello strato in gomma;

m massa che deriva da un carico verticale *V* presente sull'isolatore che genera una tensione verticale $\sigma = V/A$

c coefficiente di smorzamento viscoso

L'equazione diventa

$$Y'' + \omega'^2 * Y' + \omega^2 * Y = Sd(T) \quad \omega^2 = G * A / (m * t) ; \quad \omega'^2 = c / m$$

L'integrale generale della equazione omogenea associata

$Y(t) = C * e^{pt} + D * e^{qt}$ l'integrale particolare $Y_o = Sd(T) / \omega^2 = Sd(T) * m * t / (G * A)$
p e *q* soluzione della equazione caratteristica che per sistema sottosmorzato

$$p = -c / (2m) + i * [G * A / (m * t) - (c / (2m))^2]^{1/2}$$

$$q = -c / (2m) - i * [G * A / (m * t) - (c / (2m))^2]^{1/2}$$

posto $\phi = [G * A / (m * t) - (c / (2m))^2]^{1/2}$ tenendo presente le formule di eulero

$$e^{it} = \sin t + i * \cos t ; e^{-it} = \cos t - i * \sin t ;$$

l'integrale generale diventa

$$Y(t) = e^{-(c/2m)*t} * (A * \cos \phi t + B * \sin \phi t) + Sd(T) * m * t / (G * A)$$

imponendo le condizioni ai limiti al tempo $t = 0$ $Y = 0$ ed $Y' = 0$

$$Y(t) = Sd(T) * m * t / (G * A) * [1 - e^{-(c/2m)*t} * \cos \phi t] \text{ di conseguenza}$$

$$G_{DIN} = Sd(T) * m * t / (Y * A) - Sd(T) * m * t / (Y * A) * e^{-(c/2m)*t} * \cos \phi t$$

$$Sd(T) * M / A = \tau \quad G_{DIN} = \tau / \gamma - \tau / \gamma * e^{-\zeta * t} * \cos \phi t$$

$$Y/t = \gamma \text{ deformazione} \quad 5\% < \zeta = c / (2m) < 30\%$$

vi è quindi una componente elastica ed una viscosa che cambia di segno in funzione di $\cos \phi t$ per uno strato di gomma circolare con diametro *D* definiamo

Area strato di gomma

$$A = \pi * D^2 / 4 ; A = \pi * (D^2 - d^2) / 4 ;$$

Sup. laterale totale strato di gomma

$$S = \pi * D * t_i ; S = \pi * (D - d) * t_i ;$$

Area lamierino

$$A' = \pi * D^2 / 4 ;$$

Spessore totale gomma

$$t_e = t_i * n_g ;$$

Fattore di forma primario (instabilità locale)

$$S_1 = A' / L = D / (4 * t_i)$$

Fattore di forma secondario (instabilità globale)

$$S_2 = D / t_e$$

Rigidezza equivalente

$$K_e = G_{DIN} * A / t_e$$

Modulo di compressibilità assiale

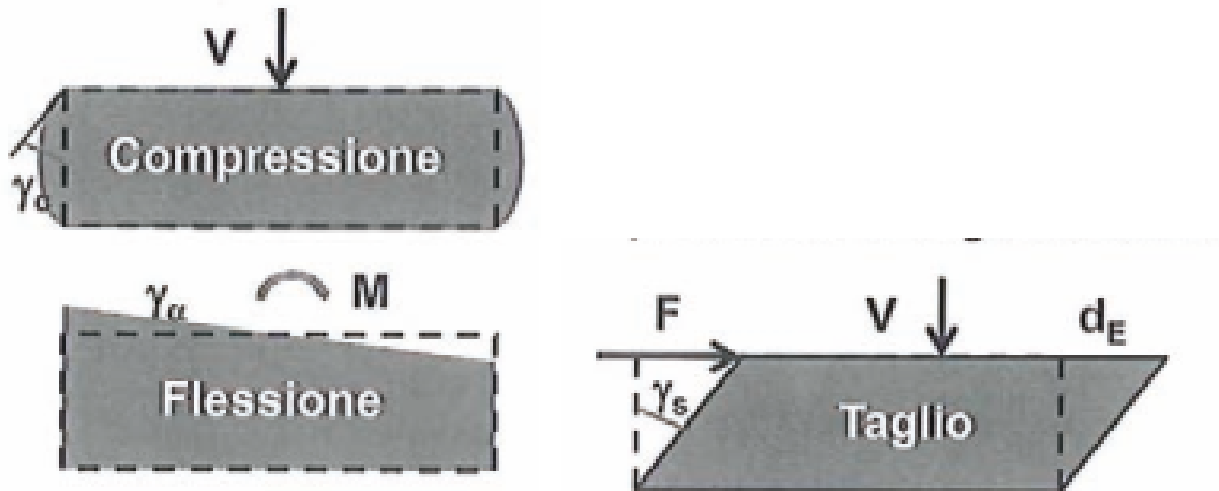
$$E_C = 1 / (6 G_{DIN} * S_1^2) + 4 / (3 E_b) \quad NB$$

Rigidezza verticale

$$K_V = E_C * A' / t_e$$

Ogni strato di gomma è sollecitato a taglio compressione e flessione, nella ipotesi di deformazione lineare dei singoli strati gomma e di deformazione della superficie late-

rale secondo degli archi di circonferenza , le deformazioni angolari



$$\gamma_s = d_E/t_e = F/(G_{DIN} * A_r) \quad \text{deformazione dovuta al taglio}$$

$$\gamma_C = 1,5 * V/(S_I * G_{DIN} * A_r) \quad \text{deformazione dovuta alla compressione}$$

$$\gamma_\alpha = (3 * \alpha * D^2/4)/(2 * t_i * t_e) \quad \text{deformazione dovuta alla flessione} \quad \alpha = \sqrt{(\alpha_X^2 + \alpha_Y^2)}$$

$$A_r \text{ area ridotta} \quad A_r = (\varphi - \sin \varphi) * D^2/4 \quad ; \quad \varphi = 2 * \arccos d_E/D$$

$$NB \quad E_C = 1/[1/(1/(6G_{DIN} * S_I^2) + 4/(3E_b)))] = 1/1 * (1/(6G_{DIN} * S_I^2) + 4/(3E_b))/1$$

La deformazione dovuta al taglio è immediata per quanto concerne quella dovuta alla compressione , la tensione tangenziale dovuta al carico normale V

$$\tau_V = 1,5 * V/(S_I * A_r) \quad \text{la deformazione } \tau/G \quad \gamma_C = 1,5 * V/(S_I * G_{DIN} * A_r)$$

per la deformazione dovuta alla flessione ovvero la tensione tangenziale

$$\tau_\alpha = 3/8 * G * D^2/(t_e * h_g) * \tan \alpha = 3G * D^2/(4 * t_e * t_i) * \alpha \quad \gamma_\alpha = (3 * \alpha * D^2/4)/(2 * t_i * t_e)$$

$$\text{nella ipotesi di piccoli spostamenti } \alpha = \tan \alpha \quad h_g = t_i/2$$

α = rotazione del pilastro alla base

le deformazione di taglio per lo spostamenti sismico locale deve soddisfare la seguente limitazione

$$\gamma_s \leq \gamma_{s,max} \quad \text{dove} \quad \gamma_{s,max} = 2\gamma^*/3 \leq 2$$

γ^* valore massimo della deformazione angolare raggiunto durante le prove relative all'aderenza tra acciaio ed elastomero

la deformazione a taglio totale

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_C + \gamma_\alpha \leq \gamma_{max} = 5$$

La verifica di instabilità $V \leq V_{cr}/2$ con $V_{cr} = G \cdot A_r \cdot S_1 \cdot D / t_e$
 prodotto della rigidezza per lo spostamento max

La tensione negli inserti $\sigma_v = 1,3 \cdot V \cdot (t_1 + t_2) / (A_r \cdot t_s) \leq f_{yk}$
 si effettua una ripartizione in funzione della deformazione della lamina e delle due
 piastre estreme

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

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

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

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

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole Rubber compound physical-mechanical characteristic		Mescola / Compound			
		Normale nd / Normal nd	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard
Durezza / Hardness	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / Tensile strength	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / Tensile strain	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / G Modulus	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero/ Viscous damping of the rubber	%	4	10	10	16

Le NTC 2018 sugli isolatori elastomerici fanno le seguenti prescrizioni :

“Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, depurate di eventuali fori, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Le piastre di acciaio devono essere conformi a quanto previsto nelle norme per gli apparecchi di appoggio, con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Si definiscono due fattori di forma:

-**S₁** fattore di forma primario, rapporto tra la superficie A' comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera L del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia **S₁=A'/L**;

-**S₂** fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta D della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale te degli strati di elastomero ossia **S₂ = D/te**.

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza -spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidezza equivalente K_e , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

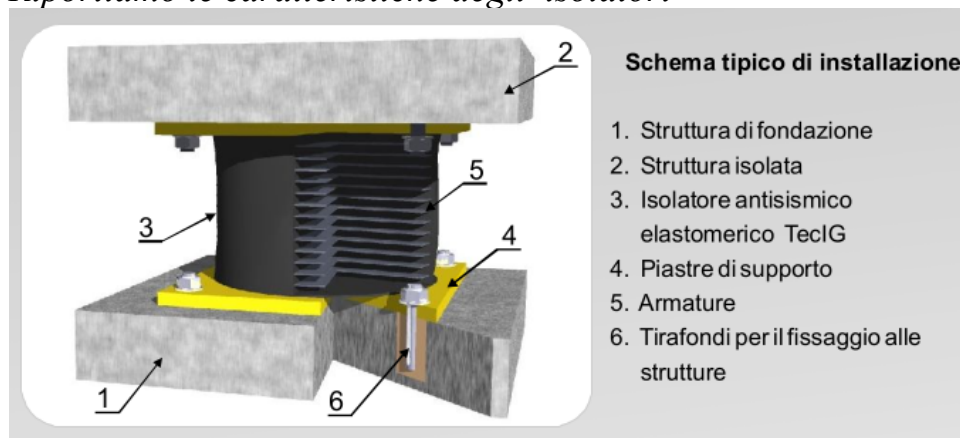
La rigidezza equivalente K_e , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza F corrispondente allo spostamento massimo d raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento ($K_e = F/d$) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio G_{DIN} per A/t_e .

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico

E_d e $2\pi Fd$, ossia $\xi_e = E_d / (2\pi Fd)$.

La rigidezza verticale K_v è definita come rapporto tra la forza verticale di progetto F_v e lo spostamento verticale d_v ($K_v = F_v/d_v$)."

Riportiamo le caratteristiche degli isolatori



esistono differenti dispositivi non li riportiamo tutti

DISPOSITIVO	Fzd KN	Ned KN	Kb KN/mm	Kv KN/mm	Tq mm	Dg mm	Htot mm	Lpc mm
Tec IG 300/52 N	2700	950	1,09	1004	52	300	136	350
Tec IG 350/52 N	3600	1000	1,54	1353	50	350	137	400
Tec IG 400/50 N	4700	2400	2,01	2107	50	400	137	450
Tec IG 450/54 N	7550	3100	2,36	2342	54	450	156	500
Tec IG 500/54 N	9400	4500	2,91	3284	54	500	166	550
Tec IG 550/56 N	9900	5600	3,39	3645	56	550	164	600
Tec IG 600/56 N	10500	6500	4,04	4163	56	600	170	650
Tec IG 650/54 N	11000	7400	4,92	4895	54	650	164	700
Tec IG 700/60 N	11500	9500	5,13	4962	60	700	180	750
Tec IG 750/60 N	12500	10500	5,89	6202	60	750	190	800
Tec IG 800/60 N	15000	13000	6,7	7604	60	800	190	850
Tec IG 850/60 N	19000	15000	7,56	9169	60	850	190	900
Tec IG 900/60 N	22000	17000	8,48	9058	60	900	190	950
Tec IG 1000/70 N	23000	20000	8,97	9137	70	1000	200	1050

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%

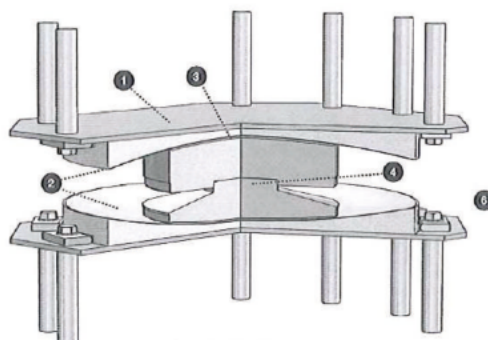
LEGENDA

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)	Rigidità orizzontale
Kv (KN/mm)	Rigidità 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

-Isolatori sismici a pendolo scorrevole

Gli isolatori antisismici a pendolo scorrevole, permettono lo spostamento relativo della sovrastruttura rispetto alla sottostruttura, con lo relativo scorrimento di una o due superfici sferiche relazionate ad un dispositivo di rotazione.

Nel caso di due superfici sferiche Il raggio di curvatura di queste determina il periodo proprio di vibrazione della struttura. Inoltre il periodo è indipendente dalla massa gravante. Si ottiene di conseguenza l'eliminazione degli effetti torsionali intorno all'asse verticale durante il terremoto. Lo smorzamento viscoso ξ è funzione dell'attrito dinamico μ , inoltre gli isolatori sismici a pendolo scorrevole sono autocentranti.



- 1 Piastra superiore di ancoraggio
- 2 Superficie di scorrimento principale
- 3 Materiale di scorrimento
- 4 Articolazione di rotazione
- 5 Superficie di scorrimento secondaria (rotazione)
- 6 Piastra inferiore

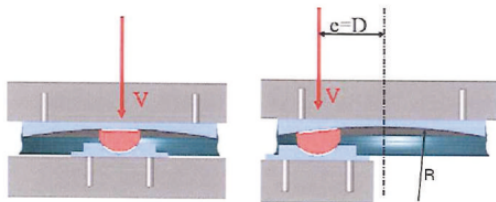
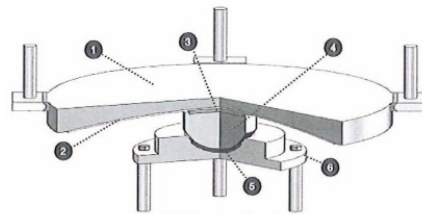


Figura 22 - Spostamento della risultante con un isolatore a pendolo scorrevole dotato di una sola superficie di scorrimento

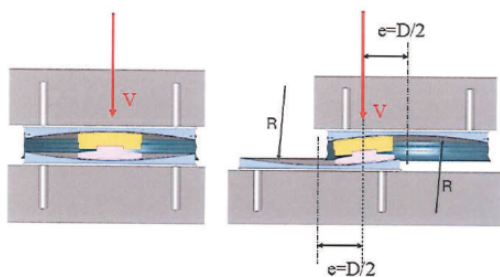
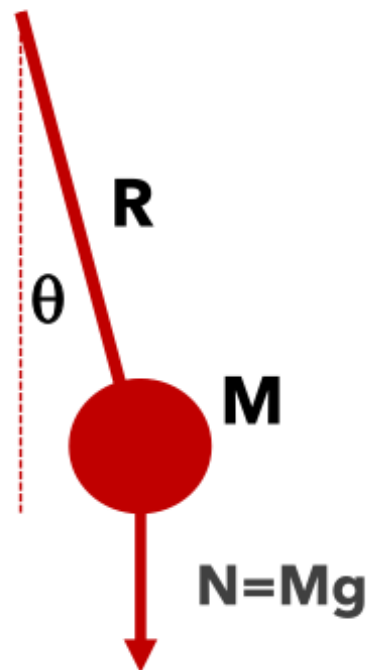


Figura 23 - Spostamento della risultante in un isolatore a pendolo scorrevole dotato di due superfici di scorrimento



Forza di inerzia $M \cdot R \cdot \theta''$; Peso $M \cdot g \cdot \theta$

Equazioni del moto $M \cdot R \cdot \theta'' + M \cdot g \cdot \theta = 0$

Periodo $T = 2 \cdot \pi \cdot (g/R)^{1/2}$

Rigidezza $k = M_G/R$

In un pendolo scorrevole privo di attrito, la forza verticale ha una componente orizzontale ed una componente diretta secondo l'asse del pendolo

$$F_V = m \cdot g; \quad F_o = mg \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

nella ipotesi di piccoli spostamenti l'equazione del moto

$$m \cdot X'' + mg \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 0 \quad m \cdot X'' + mg \cdot \theta = 0$$

$$X'' = R \cdot \theta''; \quad \theta'' + g/R \cdot \theta = 0 \quad \text{la rigidezza } K = g/R \quad T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{R/g}$$

vi è una forza di attrito dinamico dovuta al peso mg

$$F_a = \mu \cdot mg = K_a \cdot d \quad \text{l'equazione diventa}$$

$$m \cdot X'' + mg \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta + K_a \cdot d = 0 \quad d = R \cdot \theta$$

$$m \cdot R \cdot \theta'' + (mg + K_a \cdot R) \cdot \theta = 0$$

$$\text{si definisce una rigidezza efficace} \quad K_e = g/R + \mu \cdot mg/d$$

Lo smorzamento è legato all'attrito dinamico ma anche al periodo T

$$\xi = 2 \cdot \mu / [\pi \cdot (\mu + D/R)]$$

è consigliato $\xi \leq 30\%$

Si riportano le caratteristiche degli isolatori a pendolo scorrevole

APS

Isolatori a pendolo scorrevole Friction pendulum isolators

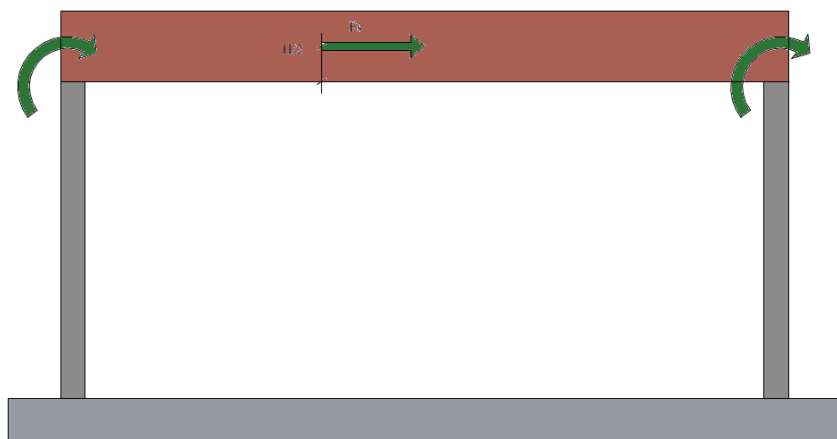
R = Raggio / Radius
 Disp. = Spostamento / Displacement
 SLU = Portata max SLU / Max load ULS
 SLS = Portata max SLS / Max vertical load SLS
 Kv = Rigidezza verticale / Vertical stiffness
 Kg = Peso / Weight
 Ø1 = Diametro superiore / Upper diameter
 Ø2 = Diametro inferiore / Lower diameter
 H = Altezza / Height

NOME / NAME	R	Disp	SLU	SLS	Kv	APS 1				APS 2			
						Kg	Ø1	Ø2	H	Kg	Ø1	Ø2	H
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN/mm)		(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
APS 1000/300	4000	±150	1000	700	2100000	100	500	300	100	90	300	300	110
APS 1000/400	4000	±200	1000	700	2100000	130	600	300	100	115	400	400	110
APS 1000/500	4000	±250	1000	700	2100000	160	700	300	100	130	450	450	110
APS 1000/600	4000	±300	1000	700	2100000	205	800	300	100	160	500	500	110
APS 1000/700	4000	±350	1000	700	2100000	260	900	300	100	240	550	550	110
APS 1000/800	4000	±400	1000	700	2100000	490	1000	300	100	305	600	600	110
APS 1500/300	4000	±150	1500	1000	2100000	125	500	300	105	120	300	300	120
APS 1500/400	4000	±200	1500	1000	2100000	165	600	300	105	150	400	400	120
APS 1500/500	4000	±250	1500	1000	2100000	225	700	300	105	185	450	450	120
APS 1500/600	4000	±300	1500	1000	2100000	305	800	300	105	255	500	500	120
APS 1500/700	4000	±350	1500	1000	2100000	410	900	300	105	265	550	550	120
APS 1500/800	4000	±400	1500	1000	2100000	590	1000	300	105	365	600	600	120

3- L'isolamento sismico dell'impalcato

L'isolamento sismico dell'impalcato di copertura di un prefabbricato industriale monopiano può rappresentare una ottima soluzione strutturale per il consolidamento di capannoni esistenti nei quali la fragilità degli stessi dipende dalle connessioni tra gli elementi prefabbricati, risolvendo anche la problematica delle contrazioni e dilatazioni degli impalcati in conseguenza delle escursioni termiche minimizzando le sollecitazioni taglianti e flettenti sui pilastri di estremità. E' evidente che una copertura isolata deve essere infinitamente rigida e se orizzontale anche con soletta in cls di completamento. Per prefabbricati industriali di nuova costruzione conviene far interagire i pannelli prefabbricati di tamponatura in modo da irrigidire la struttura e vista la elevata rigidezza conviene isolare il capannone alla base sui plinti a bicchiere anche se la stessa struttura rigida diffusa ovvero è in grado di far fronte alle sollecitazioni derivanti da un evento sismico.

Per un impalcato monopiano di un prefabbricato esistono problemi dovuti alla eccentricità della forza sismica agente sull'impalcato applicata nel baricentro del tegolo:



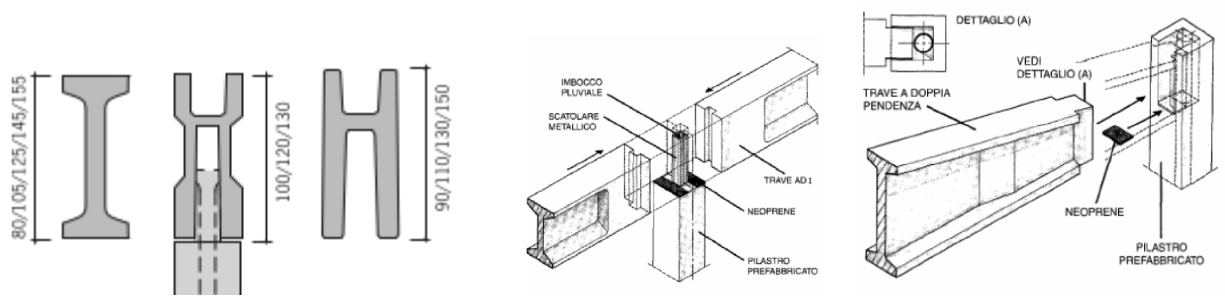
Il momento flettente sui due pilastri $M = F \cdot H_G / 2$, dove

H_G è altezza del baricentro della massa dell'impalcato comprensivo dei tegoli cop-pelle e delle masse sopra presenti quali impianto fotovoltaico che se disposto inclinato sposta il baricentro delle masse più in alto $b > H$

F è la forza di inerzia competente alla massa dell'impalcato

$$F_C = M_C \cdot S_d(T)$$

La connessione tra travi principali prefabbricate e pilastri può rompersi per effetto di queste sollecitazioni flettenti, se realizzata unicamente con spinotto metallico non va neanche presa in considerazione se realizzata con un profilo metallico in acciaio un tubolare quadrato o con pilastri che hanno forcelle di bordo e intermedie vanno eseguite delle verifiche:



Il consolidamento di questi impalcati lo si può eseguire attraverso l'inserimento di isolatori elastomerici con irrigidimento flessionale ed assiale degli stessi ad esempio con una soletta in c.a. di completamento o con l'infittimento dei collegamenti metallici. Il tegolo a doppio pi greco per copertura piana può essere verificato come struttura mista c.a.p.- c.a. collegati tramite connettori metallici in modo da solidarizzare i due elementi strutturali, incrementando l'altezza della sezione e l'area della zona compressa. Per non appesantire l'impalcato si può utilizzare calcestruzzo leggero strutturale con peso specifico 1600 kg/mc eseguendo una analisi dei carichi per mq :

Trave principale

Tegolo doppio p greco

Coppella

Soletta cls 10 cm

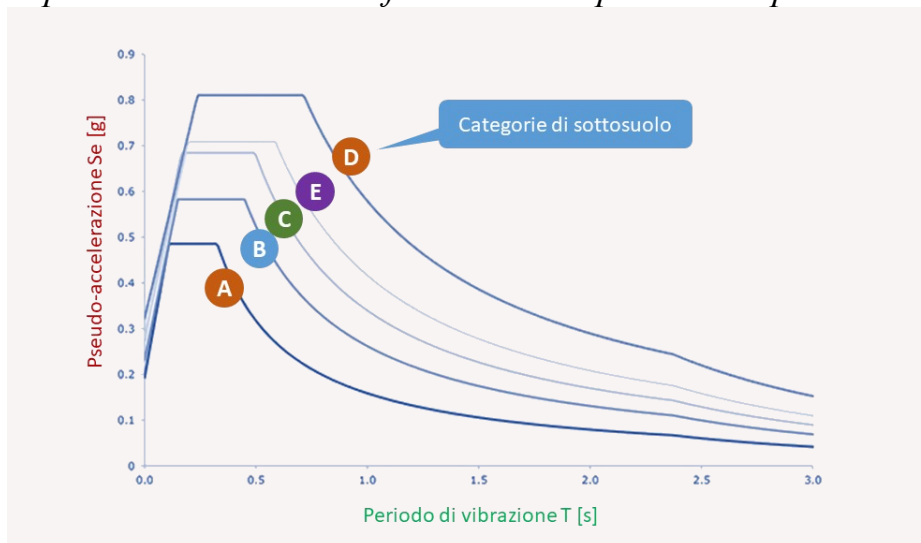
Possiamo determinare la massa sismica della copertura M_C , la forza trasmessa alla struttura prefabbricata ovvero ai pilastri $F = M_C * S_d(T)$ dove il periodo T

$$\omega^2 = K_{IS}/M$$

$$T = 2 * \pi / \omega$$

K_{IS} rigidezza isolatori sismici

la pseudo accelerazione fornita dallo spettro di risposta



Questo è lo spettro elastico che va diviso per il fattore di struttura q funzione della duttilità e dei meccanismi di collasso dalla formazione di cerniere plastiche, ma in un impalcato che oscilla rigidamente tali meccanismi sono inesistenti si può assumere il valore max proposto dalle NTC $q = 4,5$, la formulazione analitica dello spettro

di risposta

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

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

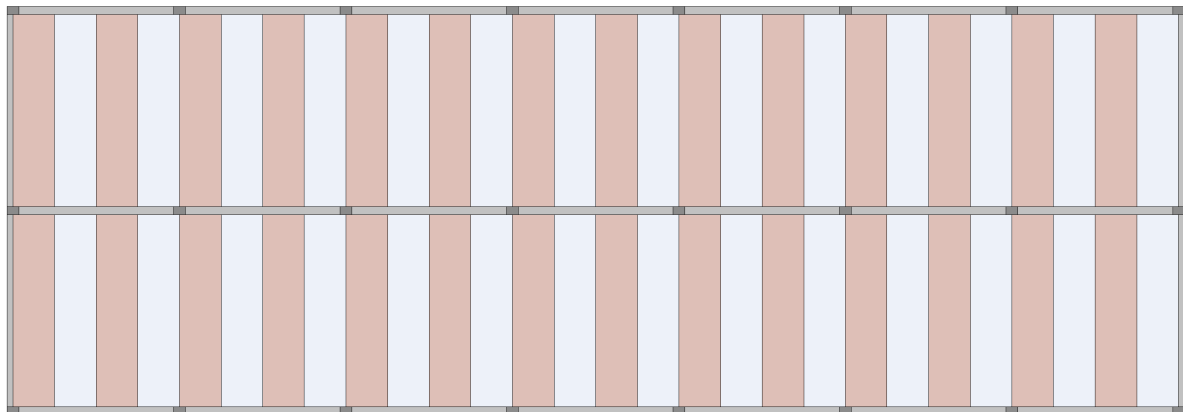
$$T_C \leq T < T_D \quad Sd(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C / T) / q$$

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

S è il coefficiente che tiene conto delle condizioni topografiche e della categoria del sottosuolo $S = S_T * S_s$

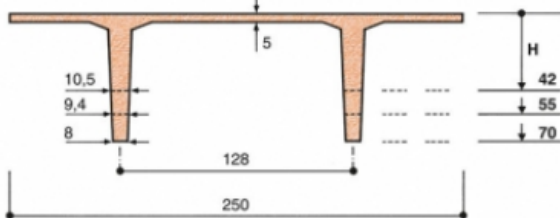
$T_C = (T_C^*) * C_C$ C_C è un coefficiente che tiene conto della categoria del terreno

Studiamo l'impalcato del prefabbricato riportato in figura con travi principali portanti longitudinali luce 10 m , tegolo a doppio P greco luce 12 m impalcato di copertura piano.

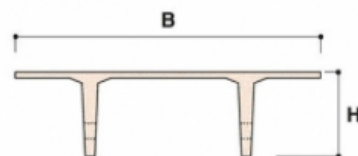
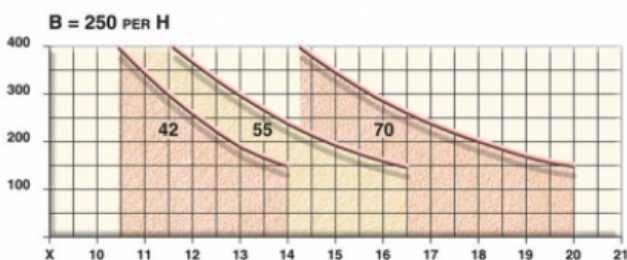


Le caratteristiche del tegolo

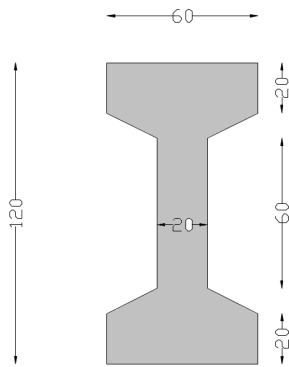
TEGOLI BINERVATI TT 42 - 55 - 70



ALTEZZA H cm	PESO PROPRIO PER B = 250 cm - daN/m ²
42	224
42 + 5	349
42 + 8	424
55	250
55 + 5	375
55 + 8	450
70	276
70 + 5	401
70 + 8	476



La trave principale a doppio T area 0,44 mq



La massa complessiva dell'impalcato di copertura 70 x 24

Tegoli H = 55 cm 250 daN/mq M = 420000 kg

Le travi principali 1100 daN/ml M = 231000 kg

Al fine di irrigidire l'impalcato realizziamo su di esso una soletta collaborante in calcestruzzo leggero strutturale delle spessore 10 cm M = 268800 kg

La massa complessiva M = 919800 kg ;

Il calcolo viene eseguito per composizione cinematica analizzando separatamente il moto sismico dell'impalcato e della struttura prefabbricata sottostante; il periodo fondamentale T ovvero la pulsazione fondamentale va calcolata per correttezza sulla intera struttura

Pulsazione globale $\omega = (K/M)^{1/2}$ $T = 2*\pi/\omega$

$K = (K_{IS} + K_S)/(K_{IS} * K_S)$ rigidezza globale $M = M_C + M_S$ massa totale

Pulsazione impalcato $\omega = (K_{is}/M_C)^{1/2}$ $T = 2*\pi/\omega$

K_{is} rigidezza isolatori M_C massa impalcato

Pulsazione sotto struttura prefabbricata $\omega = (K_S/M_S)^{1/2}$ $T = 2*\pi/\omega$

K_S rigidezza pilastri M_S massa struttura prefabbricata

Per il calcolo del periodo conviene riferirsi alla rigidezza globale del prefabbricato ed utilizzare la medesima pseudo accelerazione sia per la copertura che per la sotto-struttura come avviene nella realtà poiché il moto sismico si trasmette dalla fondazione ai pilastri alle travi principali e all'impalcato. Trascurando la interazione dei pannelli di tamponatura

$$K_{SX} = 24 * K_{pilX} = 104999928 \text{ N/m}$$

$$K_{SY} = 24 * K_{pilY} = 53571360 \text{ N/m}$$

$$K_{pilX} = 3 * EI_X / H^3 = 4374997 \text{ N/m}$$

$$K_{pilY} = 3 * EI_Y / H^3 = 2232140 \text{ N/m}$$

$$I_X = 50 * 70^3 / 12 = 1429166 \text{ cm}^4 ;$$

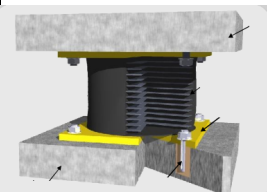
$$I_Y = 50^3 * 70 / 12 = 729166 \text{ cm}^4 ;$$

$$H = 7 \text{ m} \quad \text{Modulo elastico } E = 350000 \text{ daN/cm}^2$$

Per quanto concerne la scelta dell'isolatore dobbiamo progettare la sua rigidezza, lo scegliamo in funzione dello sforzo normale gravante su di esso funzione del peso dell'impalcato $N_{SD} \approx 500 \text{ daN}$

ISOLATORI PER SPOSTAMENTI DA MM. +/- 150

DISPOSITIVO	Fzd KN	Ned KN	Kb KN/mm	Kv KN/mm	Tq mm	Dg mm	Htot mm	Lpc mm
TecIG 300/76 S	1100	280	0,37	436	76	300	172	350
TecIG 350/75 S	1750	500	0,51	562	75	350	163	400
TecIG 400/75 S	3050	900	0,67	915	75	400	163	450
TecIG 450/78 S	4000	1250	0,82	1036	78	450	184	500
TecIG 500/78 S	6150	1850	1,01	1506	78	500	194	550
TecIG 550/77 S	7900	2200	1,23	1724	77	550	187	600
TecIG 600/80 S	9550	2700	1,41	1869	80	600	206	650
TecIG 650/81 S	10850	3300	1,64	2071	81	650	203	700
TecIG 700/80 S	11400	3800	1,92	2340	80	700	198	750
TecIG 750/80 S	12500	4500	2,21	2990	80	750	198	800
TecIG 800/80 S	15000	5900	2,51	3746	80	800	218	850
TecIG 850/80 S	19000	6500	2,84	4611	80	850	218	900
TecIG 900/84 S	21500	7500	3,03	4166	84	900	224	950
TecIG 1000/84 S	22600	9200	3,74	4831	84	1000	219	1050



La rigidezza orizzontale del singolo isolatore $K_b = 510 \text{ N/mm} = 510000 \text{ N/m}$

La rigidezza totale del sistema di isolamento $K_{SI} = 12240000 \text{ N/m}$

Eseguiamo il calcolo del prefabbricato separatamente

Impalcato

$$K_{SI} = 12240000 \text{ N/m} ; M_C = 918900 \text{ kg} \quad T = 2 * \pi * \sqrt{M/k} = 1,72 \text{ sec}$$

Lo spettro di risposta nel comune di 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

Fattori di comportamento q (par. 7.3 NTC)				
	SLO	SLD	SLV	SLC
Direz. X1	1.000	1.500	2.500	1.500
Direz. Y1	1.000	1.500	2.500	1.500
Direz. Z	1.000	1.500	1.500	1.500

$$T_C = 0,35 \text{ sec} \quad T_B = T_C / 3 = 0,116 \text{ sec} ; T_D = 4 * A_g / g + 1,6 = 2,67 \text{ sec}$$

Utilizziamo la terza formula per il calcolo di $S_d(T)$

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

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

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

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

S è il coefficiente che tiene conto delle condizioni topografiche e della categoria del sottosuolo $S = S_T * S_s$ $\eta = \sqrt{[10/(5+\zeta)]} \geq 0,55 = 0,912$ per $\zeta = 7\%$

$T_C = (T_C^*) * C_C$ C_C è un coefficiente che tiene conto della categoria del terreno

$$S_d(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C / T) / q = 2,631 * 1,25 * 0,912 * 2,31 / 4,5 * (0,35 / 1,72) =$$

$$\text{Cautelativamente } S = 1,25 \quad S_d(T) = 0,313 \text{ m/sec}^2$$

Par l'impalcato come detto $q = 4,5$

Una stima della forza statica trasmessa dall'impalcato alla sottostruttura prefabbricata $F = 29347 \text{ daN}$, alla testa di ogni pilastro $F_I = 1222 \text{ daN}$ per un momento alla base di $M = 8559 \text{ daN*m}$

Se non avessimo utilizzato gli isolatori sismici la pseudo accelerazione è quella corrispondente al tratto orizzontale

$$S_d(T) = Ag * S * \eta * Fo / q = 1,539 \text{ m/sec}^2$$

$$F = 144298 \text{ daN}, \text{ alla testa di ogni pilastro } F_I = 6012 \text{ daN} \quad M = 42080 \text{ daN*m}$$

Struttura

Per la struttura prefabbricata verticale isostatica con schema a mensola

$$K_{SX} = 104999928 \text{ N/m} \quad M_S = 447008 \text{ kg} \quad T = 2 * \pi * \sqrt{M/k} = 0,409 \text{ sec}$$

$$K_{SY} = 53571360 \text{ N/m} \quad M_S = 447008 \text{ kg} \quad T = 2 * \pi * \sqrt{M/k} = 0,573 \text{ sec}$$

$$S_d(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C / 0,409) / q = 1,316 \text{ m/sec}^2$$

$$S_d(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C / 0,573) / q = 0,94 \text{ m/sec}^2$$

La massa è distribuita lungo la altezza per semplicità costante il momento alla base del pilastro $M_X = 8578 \text{ daN*m}$; $M_Y = 5928 \text{ daN*m}$;

La descrizione fatta in questo paragrafo è solo sintetica ovvero vuole evidenziare i vantaggi in termini di riduzione delle sollecitazioni di flessione e taglio nei pilastri conseguenti all'inserimento degli isolatori elastomerici per quanto concerne la azione sismica orizzontale. Una trattazione a parte merita la analisi dinamica della copertura in conseguenza dell'inserimento degli isolatori sismici e della possibilità essendo rigida di vibrare nella direzione longitudinale e non secondo la orditura dei tegoli.

-Effetti Termici

Il prefabbricato ha una lunghezza di circa 70 metri con tegoli connessi rigidamente la dilatazione complessiva simmetria

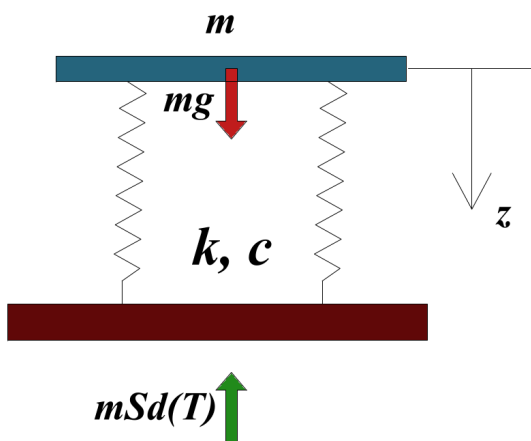
$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T = 5,25 \text{ mm} \quad \text{dove } L = 35 \text{ m} \quad \alpha = 0,00001 \quad \Delta T = 15^\circ$$

$$\text{La forza trasmessa ai pilastri di estremità } F = K_b * 5,25 = 510 * 5,25 = 2677 \text{ N}$$

Ovvero $F \approx 270 \text{ daN}$ per un momento alla base del pilastro pari a

$$M = 1890 \text{ daN*m} \quad \text{facilmente sopportabile dal pilastro.}$$

Analisi dinamica verticale



Le forze verticali sono in equilibrio dinamico

*Forza di inerzia $m * z''$*

*Forza peso $m * g$*

*Forza reattiva di rigidezza $K * z$*

*Forza viscosa $c * z'$*

*Forza alla base $m * Sd(t)$*

$$m * z'' + c * z' + K * z = m[g \pm Sd(T)] ;$$

in un sisma sussultorio $Sd(T)$ inverte il suo segno

La soluzione per sistema sottosmorzato :

$$Z(t) = [g \pm S_d(T)] / \omega^2 * e^{-\zeta \omega t} * [1 - \cos \omega_D t] \quad \omega_D^2 = \zeta^2 (1 - \omega^2) ; T_D = 2 * \pi / \omega_D^2$$

La rigidezza $K = 24 * K_b$ è quella degli isolatori sismici trascurando il damping

$$m * z'' + K * z = m [g \pm S_d(T)] ; \quad \omega^2 = K/M ; \quad T = 2 * \pi / \omega$$

$$M \text{ massa impalcato } 919800 \text{ kg} \quad K_V = 562000 \text{ N/mm} = 562000000 \text{ N/m}$$

$$K = 13.448.000.000 \text{ N/m} \quad T = 2 * \pi * \sqrt{M/k} = 0,05 \text{ sec}$$

Lo spettro verticale per il comune di Castel di Sangro

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

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

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

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

$$F_v = 1,35 * F_o * \sqrt{(Ag/g)} = 1,614$$

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Il fattore di comportamento $q = 1,5$

Siamo nel tratto orizzontale : $S_d(T) = Ag * S * \eta * F_v / q = 3,11 \text{ m/sec}^2$

La forza verticale $F = m * g \pm m * S_d(t)$

$$\text{Forza peso} \quad P = m * g = 901440 \text{ daN} \quad \text{Forza sismica} \quad F_v = 285777 \text{ daN}$$

Circa il 31% della forza peso , con le vecchie normative per il sisma verticale si considerava il 40% .

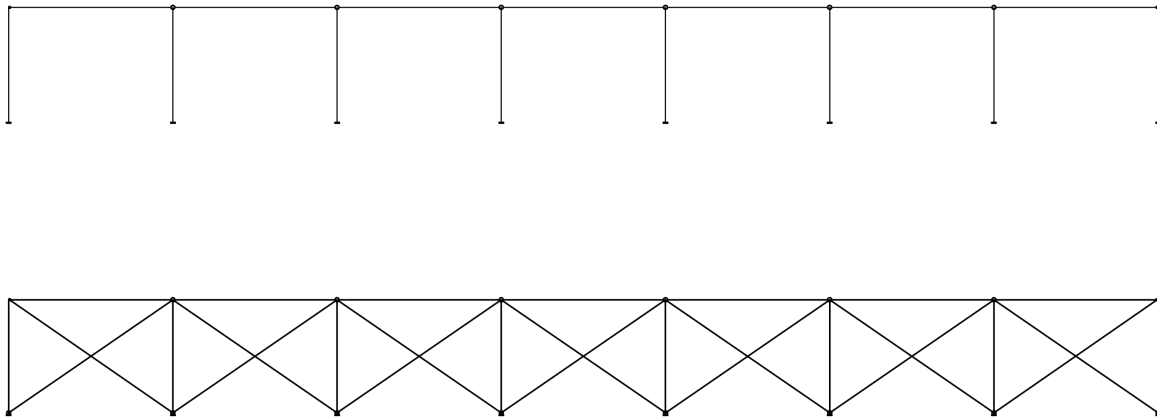
Il calcolo eseguito è valido per infinita rigidezza flessionale dell'impalcato , una piastra rigida poggiata sugli isolatori ;

$$Z = [g \pm S_d(T)] / \omega^2 * (1 - \cos \omega t) \quad F_v = m * [g \pm S_d(T)] * \cos \omega t$$

se teniamo conto della deformabilità di questa piastra si hanno infiniti modi di vibrare ; la modellazione ovvero il calcolo va eseguito attraverso un software FEM considerando una piastra deformabile appoggiata su 24 isolatori sismici che rappresentano dei vincoli cedevoli verticalmente.

4- Prefabbricato industriale isolato alla base

L'isolamento sismico di un capannone monopiano alla base vista la isostaticità del telaio introduce delle labilità poiché il nodo alla base si trasforma da incastro a cerniera per la presenza dell'isolatore sismico in grado di trasmettere esclusivamente sollecitazioni taglienti e di sforzo normale. Lo schema statico del telaio è riportato in figura:



Se introduciamo gli isolatori sismici alla base è necessario controventare il telaio facendo interagire i pannelli di tamponatura ovvero irrigidendo il prefabbricato con conseguente diminuzione del periodo fondamentale ; è un intervento poco intelligente dal punto di vista strutturale poiché se facciamo interagire i pannelli di tamponatura automaticamente consolidiamo il nostro prefabbricato scaricando i pilastri da azioni taglienti derivanti da azioni sismiche che vengono trasferite ai pannelli le cui dimensioni e i collegamenti già di per se sono in grado di sopportare le tensioni derivanti da azioni sismiche . La struttura monopiano è molto rigida l'inserimento degli isolatori abbatte rigidità e forza sismica ovvero pseudo accelerazioni ridotte , un dimensionamento sintetico del sistema di isolamento

$M \approx 1370000$ kg lo sforzo normale per i pilastri centrali più caricati

$N_{SD} = 85625$ daN si sceglie un isolatore sismico con

Rigidità orizzontale $K_b = 0,67$ KN/mm = 670000 N/m

Rigidità verticale $K_b = 915$ KN/mm = 915000000 N/m

La rigidezza globale del sistema di isolamento $K = 16080000 \text{ N/m}$

Il periodo fondamentale $T = 2\pi \sqrt{M/k} = 1,84 \text{ sec}$

$T_C = 0,35 \text{ sec}$ $T_B = T_C/3 = 0,116 \text{ sec}$; $T_D = 4 \cdot A_g/g + 1,6 = 2,67 \text{ sec}$

La formula da utilizzare per il calcolo della pseudo accelerazione

$S_d(T) = A_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot (T_C/T) / q = 2,631 \cdot 1,25 \cdot 0,912 \cdot 2,31/2,5 \cdot (0,35/1,84) =$

Cautelativamente $S = 1,25$ $S_d(T) = 0,527 \text{ m/sec}^2$

Il coefficiente di comportamento viene assunto pari a $q = 2,5$

La forza sismica da applicare all'impalcato ovvero in testa ai pilastri

$F = M \cdot S_d(T) = 72199 \text{ daN}$

Da ripartire sui pilastri ed i pannelli prefabbricati di tamponatura.

Con questo intervento di adeguamento non viene risolta la problematica degli effetti termici poichè l'impalcato deformandosi in virtù della escursione termica trasmette sempre elevate sollecitazioni flessionali e taglianti ai pilastri

5- Conclusioni

La progettazione di un prefabbricato industriale di nuova costruzione prevede l'assemblaggio di elementi strutturali prefabbricati con le NTC è preferibile far interagire i pannelli di tamponatura sia orizzontali che verticali con la struttura a telaio in modo che il capannone sia molto rigido con spostamenti ridotti pilastri poco sollecitati a pressoflessione e taglio. Prevedere per nuovi prefabbricati l'isolamento sismico alla base non rientra nella tecnica costruttiva della prefabbricazione isolamento sismico che può essere utilizzato per l'adeguamento di strutture esistenti isolando sismicamente l'impalcato abbattendo le pseudo accelerazioni e tramite gli isolatori sostituiamo tutte le connessioni tra travi principali e pilastri che rappresentano i punti di fragilità durante un evento sismico. L'isolamento sismico consente di ridurre notevolmente le forze sismiche ovvero i taglianti agenti sui pilastri e le relative sollecitazioni di pressoflessione e taglio accoppiate alla instabilità dovuta alla altezza del pilastro maggiore di 7 m . Sono interventi di adeguamento sismico economici in antitesi ad altri provvedimenti che hanno come obiettivo l'irrigidimento della struttura al fine di contrastare le forze dinamiche inerziali. I calcoli svolti in maniera sintetica fanno riferimento ad una struttura simmetrica nelle due direzioni la ripartizione è stata eseguita in modo approssimativo con il solo scopo di ottenere una stima delle azioni sismiche che sollecitano il nostro prefabbricato isolato sismicamente.