



COMUNE DI META

CITTA' METROPOLITANA DI NAPOLI



Aggiornamento n°	Data	Descrizione dell'aggiornamento	disegnato	verificato	visto
01	Ottobre 2020				

PROGETTO ESECUTIVO

Progetto per l'utilizzazione ottimale delle aree esterne del complesso sportivo polivalente "Le Querce"

A.8	RELAZIONE SULLE STRUTTURE	
	A - Elaborati tecnici generali	

Data OTTOBRE 2020	
Committente Comune di Meta	Progettista Ufficio Tecnico Comunale

BANDO SPORT E PERIFERIE 2020
(D.P.C.M. 12/05/202 – Ufficio Sport)

PROGETTO DI :
PROGETTO PER L'UTILIZZAZIONE OTTIMALE DELLE AREE
ESTERNE DEL COMPLESSO POLIVALENTE "LE QUERCE"
COMUNE DI META

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	CRITERI DI CALCOLO	6
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	9
4	PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	11
4.1	ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	11
4.2	ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO	11
4.3	ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO.....	14
4.4	PRESCRIZIONI COMUNI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE E ELEVAZIONE	16
4.5	COMBINAZIONI DI CARICO	17
5	PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITA'	18
6	ANALISI DEI CARICHI.....	19
6.1	CARICHI.....	19
6.2	AZIONE SISMICA	19
6.3	AZIONE DELLA NEVE	26
6.4	AZIONE DEL VENTO.....	29
7	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	34
7.1	Gli elementi del modello numerico	36
7.1.1	<i>I metodi di calcolo.....</i>	40
7.1.2	<i>Lettura dei risultati dell'elaborazione</i>	41

8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI.....	47
8.1	TRAVE PRINCIPALE.....	48
8.2	TRAVE SECONDARIA.....	52
8.3	CONTROVENTI.....	54
8.4	COLLEGAMENTI.....	54

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento e alla verifica degli elementi strutturali componenti il *“Progetto per l'utilizzazione ottimale delle aree esterne del complesso polivalente “Le querce” – del Comune di Meta (NA)”* voluto dall'Amministrazione comunale in risposta all'esigenza pubblica di creare un luogo privilegiato di incentivazione della pratica sportiva finalizzata all'aggregazione sociale e al soddisfacimento dei bisogni della collettività, anche per sole attività motorio-ricreative e per il gioco dei bambini.



Figura 1-1 Struttura ad archi in legno lamellare.

La copertura della palestra è progettata in legno lamellare ed è costituita da un ordine di sei archi di 29m circa di sviluppo, 8 m di altezza e 16 m di luce. Gli archi sono posti ad interasse di 5,80m e sono individuati da travi in legno lamellare di sezione 20x70 cmq. Per evitare fenomeni di instabilità locale di tali elementi snelli sono stati predisposti pendini in

acciaio che collegano il lembo inferiore della sezione al piano di falda, in modo da avere dei ritegni torsionali, secondo lo schema riportato nella carpenteria di copertura.

La controventatura di falda è ottenuta mediante due sistemi di tiranti in acciaio disposti a croce di S.Andrea sulle campate di estremità. La sezione dei tiranti si va rastremando man mano che dal piede dell'arco ci si avvicina al centro: i controventi posti alle estremità sono tondini da 40mm di diametro, mentre nelle cinque campate centrali sono da 28mm. Le travi principali insistono su speroni-contrafforti in c.a. gettati in opera di spessore 40cm, controventati nella direzione perpendicolare da opportuni setti anch'essi in c.a.

La fondazione è unica per i due corpi ed è costituita da plinti di fondazione centrati rispetto ai punti di scarico degli archi. La fondazione si intesta a 1,30m dal piano campagna in modo da raggiungere lo strato portante di base, poiché l'andamento di tale strato di base non è costante nell'area su cui sorgerà la palestra, sarà necessario raggiungerlo sempre con lo scavo e riempire l'eventuale dislivello tra lo strato di base e il piano di imposta della fondazione con un adeguato strato di magrone. Tutti gli elementi di fondazione, inoltre, andranno ricoperti per almeno 90cm con materiale di risulta.

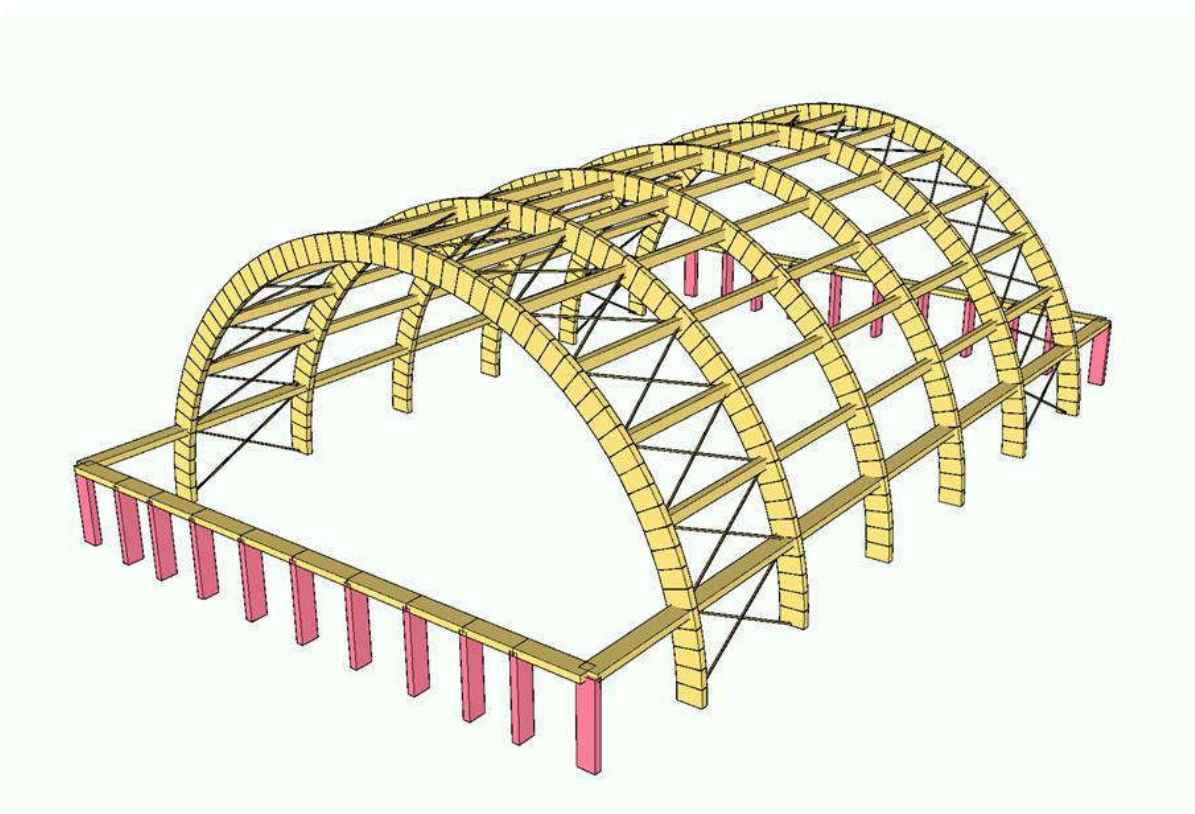


Figura 1-2 Modello di calcolo della struttura.

Tutte le strutture sono state progettate secondo i criteri di antisismica dettati dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018) considerando che il comune di Meta si trova in zona sismica "3", Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a

scuotimenti modesti, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Campania n. 5447 del 7.11.2002. Per la determinazione dell'azione sismica, tuttavia, è stato fatto riferimento all'approccio "sito-dipendente" proposto dalle NTC 2018, tenendo conto delle pericolosità sismica di base e delle eventuali amplificazioni locali.

Le varie strutture sono state inizialmente predimensionate sulla base di ipotesi semplificative e calcoli manuali e sono state successivamente modellate con un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzando elementi beam per simulare il comportamento degli archi. Si è proceduto quindi ad eseguire una analisi numerica di tipo dinamico modale al fine di determinare le sollecitazioni e gli spostamenti sotto l'azione sismica di normativa. Infine, sono state determinate le sollecitazioni di involuppo sia dei carichi verticali sia delle azioni sismiche considerando le combinazioni di carico come da normativa e per ogni combinazione sono state effettuate le verifiche di normativa relative agli stati di sollecitazione e di deformazione.

2 CRITERI DI CALCOLO

Le sollecitazioni agenti sulla struttura sono dovute al peso proprio, all'azione sismica, del vento e ai carichi permanenti e accidentali, la loro valutazione è stata eseguita mediante i metodi derivanti dalla Scienza delle Costruzioni. Più precisamente, sono state ritenute valide le ipotesi di base della teoria tecnica della trave; si è proceduto ad un calcolo agli elementi finiti per la valutazione degli stati tensionali nelle parti strutturali discretizzando le stesse in elementi "trave" ed utilizzando un modello tridimensionale analizzato mediante un foglio di calcolo

Per quanto riguarda lo studio dell'arco in legno, esso è stato condotto dapprima considerando il comportamento del singolo arco per i carichi statici: permanenti ed accidentali. In particolare, la sezione è stata determinata sulla base della combinazione di carico più gravosa, che è risultata essere quella relativa all'accumulo della neve in presenza di vento (caso ii delle coperture cilindriche del DM2018, per il quale si rimanda all'analisi dei carichi) ed è stata contemporaneamente valutata la deformata massima della struttura, controllando che fosse inferiore ai limiti di norma. Stabilita la geometria della sovrastruttura è stata valutata l'entità della sollecitazione da affidare ad appositi elementi in fondazione ed è stato studiato il comportamento dello sperone in c.a. e del plinto di fondazione. Un'attenta analisi è stata svolta per determinare la posizione e la geometria più opportune per il plinto di fondazione in modo da centrare tale elemento rispetto alla risultante derivante dalle sollecitazioni dell'arco per la combinazione di carico considerata e dal peso proprio dello sperone, come si può osservare dagli schemi riportati di seguito.

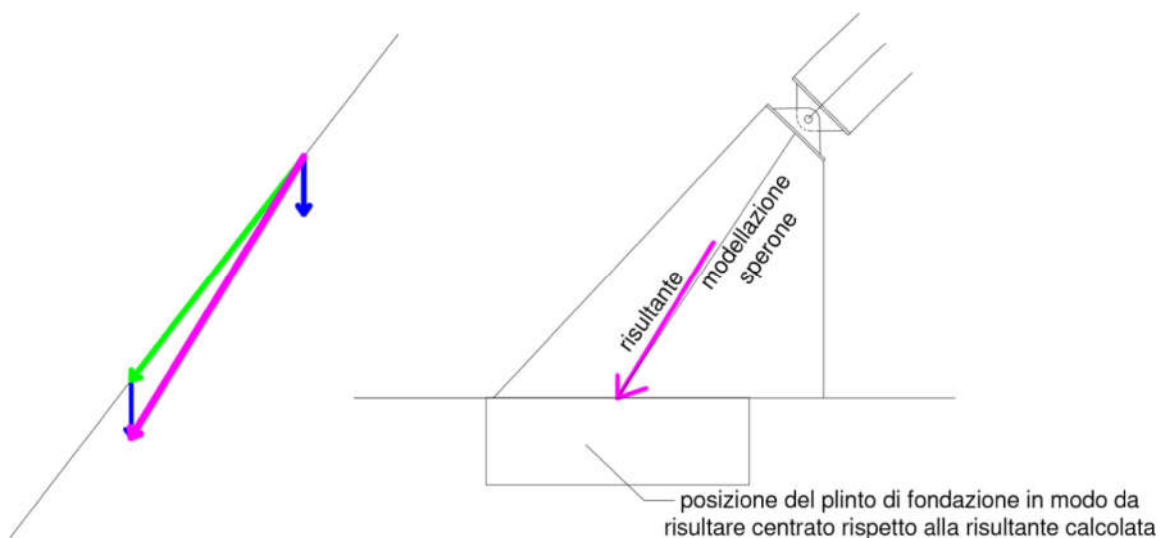


Figura 2-1 Schema di calcolo.

Una volta impostato il problema statico è stato implementato il modello globale della palestra: sono stati modellati tutti gli elementi strutturali tridimensionali e sono state introdotte le azioni sismiche. Sulla base del modello elaborato è stato studiato il comportamento complessivo della palestra ed è stato possibile valutare l'incidenza delle azioni sismiche sulla struttura mediante un confronto con il modello dell'arco singolo.

Si è proceduto quindi con il progetto della struttura nella sua interezza, progetto che è stato sviluppato adottando come fattore di struttura $q=1.5$ in quanto struttura avente scarsa capacità di dissipazione energetica.

Le analisi vengono effettuate per gli stati limite ultimi, per lo stato limite di danno e di operatività combinando insieme azioni verticali e azioni sismiche; mentre per gli stati limite di esercizio si considerano solo le azioni verticali come richiesto dalla Normativa.

Per quanto riguarda gli SLU si è preso in considerazione lo stato limite ultimo in assenza di azione sismica e di salvaguardia della vita SLV per la combinazione sismica, il quale prevede che sotto l'azione di un sisma "violento", la struttura, pur potendo essere totalmente danneggiata, mantenga una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali. Inoltre, le sollecitazioni dovute all'azione sismica sono state calcolate mediante l'analisi dinamica modale lungo le due direzioni ortogonali. Per quanto concerne le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo, si è ricorso ad una valutazione di tipo sezionale, tenendo conto del comportamento non lineare dei materiali e confrontando l'azione di progetto con la resistenza di progetto, cioè la richiesta di prestazione della struttura.

Allo SLD si verifica, invece, che la costruzione nel suo complesso, compresi gli impianti, non subisca danni gravi a seguito di eventi sismici che abbiano una probabilità di accadimento superiore a quella dell'azione sismica di progetto allo SLV.

Allo SLO si verifica che l'azione sismica di progetto non produce danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Lo studio degli stati di tensione locali agli stati limite di esercizio viene affrontato applicando il metodo "n", assumendo l'incapacità del calcestruzzo di resistere a trazione e considerando un coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e calcestruzzo pari a 15 per tener conto anche degli effetti viscosi del calcestruzzo. In particolare, allo SLE sono state condotte la verifica di fessurazione e il controllo delle tensioni in esercizio, nonché quelle di deformabilità quando non automaticamente soddisfatte.

Le verifiche di resistenza del terreno sono state effettuate in base alle classiche teorie della geotecnica relative alla portanza dei terreni, cioè tenendo conto dei termini attritivi, coesivi e di confinamento come caratteristiche resistenti da confrontare con le sollecitazioni scaricate.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

CNR DT 206/2007 – “Istruzioni per il progetto, l’esecuzione ed il controllo delle strutture di legno”

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

Circolare Ministero dei lavori Pubblici 14 Febbraio 1974, N.11951 - “Applicazione delle norme sul cemento armato”.

Circolare Ministero dei lavori Pubblici 25 Gennaio 1975, N.13229 - “L’impiego di materiali con elevate caratteristiche di resistenza per cemento armato normale e precompresso.

C.N.R. - UNI 10011-97 - “Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.

Norma CNR 10016-2000 - “Strutture composte da acciaio e calcestruzzo istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”.

UNI EN 338:2004 – “Legno strutturale – Classi di resistenza”

UNI EN 1912: “Legno strutturale – Assegnazione delle categorie visuali e delle specie”

UNI EN 1194:2000 “Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici”.

UNI EN 11035-1:2003: “Legno strutturale –Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica: terminologia e misurazione delle caratteristiche”

UNI EN 12369-1:2002 “Pannelli a base di legno - Valori caratteristici per la progettazione strutturale - OSB, pannelli di particelle e pannelli di fibra”

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – D.M. del 17 Gennaio 2018 - “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”

Circolare del 21 Febbraio 2019 n° 7/C.S.LL.PP – “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”

EUROCODE 2 - “Design of concrete structures”

EUROCODE 3 - “Design of steel structures”

EUROCODE 5 – “Design of timber structures”

EUROCODE 8 - “Design of structures for earthquake resistance”

4 PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

4.1 ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

Per le strutture in legno si considera una classe di servizio 2 (caratterizzata da un ambiente con temperature di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore all'85%) secondo NTC 2018.

I coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono fissati in accordo con le NTC 2018 (Tab. 4.4.III al §4.4.5), così come i coefficienti k_{mod} , che tengono conto dell'effetto dell'umidità e della durata dei carichi (Tab. 4.4.IV al §4.4.6), e k_{def} che considerano l'effetto della deformazione viscoelastica in funzione della pertinente classe di servizio (Tab. 4.4.V al §4.4.7).

Per le strutture in legno dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche indicate nel seguito:

Legno lamellare (rif. UNI EN 1194:2000) di classe GL28h:

- resistenza caratteristica a flessione:	$f_{m,k}$	= 28 MPa
- resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibra:	$f_{t,0,k}$	= 19,5 MPa
- resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibra:	$f_{t,90,k}$	= 0,45 MPa
- resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibra:	$f_{c,0,k}$	= 26,5 MPa
- resistenza caratteristica a compressione perpend. alla fibra:	$f_{c,90,k}$	= 3,00 MPa
- resistenza caratteristica a taglio:	$f_{v,k}$	= 3,20 MPa
- modulo elastico medio parallelo alle fibre:	$E_{0,mean}$	= 12,6 GPa
- modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre:	$E_{0,05}$	= 10,2 GPa
- modulo elastico medio perpendicolare alle fibre:	$E_{90,mean}$	= 0,42 GPa
- modulo di taglio medio	G_{mean}	= 0,78 GPa
- massa volumica caratteristica	ρ_k	= 410 Kg/m ³

4.2 ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

Per le strutture metalliche dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sotto indicate:

- **per profilati, piatti e lamiere con spessori ≥ 3 mm e ≤ 100 mm** acciaio tipo S 275 JR secondo la notazione eurocodici, calmato o semicalmato:

- tensione di rottura a trazione $410 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_t \leq 560 \text{ Nmm}^{-2}$;
- tensione di snervamento $275 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_y$;
- resilienza $KV \geq 27 \text{ J}$;
- allungamento % a rottura
 - per lamiere $\epsilon_t \geq 20$;
 - per profilati e larghi piatti $\epsilon_t \geq 22$;

- ***per controventi di falda*** acciaio S 355 secondo la notazione eurocodici, calmato o semicalmato:

- tensione di rottura a trazione $470 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_t \leq 630 \text{ Nmm}^{-2}$;
- tensione di snervamento $355 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_y$;
- resilienza $KV \geq 27 \text{ J}$;
- allungamento % a rottura
 - per lamiere $\epsilon_t \geq 20$;
 - per profilati e larghi piatti $\epsilon_t \geq 22$;

- ***Saldature:***

I giunti saldati devono essere realizzati secondo i procedimenti all'arco elettrico codificati secondo ISO 4063; essi devono essere effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura.

I saldatori nei procedimenti manuali o semiatuomatici dovranno essere qualificati secondo EN287-1 da ente terzo; gli operatori di procedimenti automatici dovranno essere qualificati secondo EN1418. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo EN2883. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa ed in zona termica alterata non inferiori a quelli del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere seguite le prescrizioni della EN 1011 punti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la EN 29692.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista nel corso del progetto esecutivo. L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100 per cento, saranno definiti dal progettista ed eseguiti sotto la responsabilità del direttore

dei lavori, che potrà integrarli ed estenderli in base all'andamento dei lavori, ed accettati ed eventualmente integrati dal collaudatore. Ai fini dei controlli non distruttivi si possono usare metodi di superficie (ad esempio liquidi penetranti o polveri magnetiche), ovvero metodi volumetrici (esempio raggi X o gamma o ultrasuoni). Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle prescrizioni della EN 12062. Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo EN 473 almeno di secondo livello.

- **Bulloni:**

I bulloni dei diametri nominali indicati sui disegni costruttivi dovranno essere composti come segue:

- VITI di classe 8.8 materiale UNI EN 20898/1 – riferimento UNI 5712;
- DADI di classe 8.8 materiale UNI EN 20898/2 – riferimento UNI 5713;
- ROSETTE e PIASTRINE acciaio C50 materiale UNI EN10083-2 temprato e rinvenuto HRC 32-40 – riferimento UNI 5714.

I bulloni devono essere serrati secondo le coppie di serraggio previste dalla norma CNR-UNI10011 per le giunzioni ad attrito.

- **Tirafondi:**

acciaio tipo S355 secondo UNI-EN 10025, (Fe 510 grado B calmato o semicalmato):

- tensione di rottura a trazione $490 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_t \leq 630 \text{ Nmm}^{-2}$;
- tensione di snervamento $355 \text{ Nmm}^{-2} \leq f_y$;
- resilienza $KV \geq 27 \text{ J}$;
- allungamento % a rottura $\epsilon_t \geq 22$.

4.3 ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

Per la realizzazione delle strutture di fondazione dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sottoindicate:

- **Calcestruzzo “a prestazione” (UNI EN 206-1):**

confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- *Resistenza caratteristica a compressione a 28gg. $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$.*
- *Diametro massimo dell'inerte 40mm.*
- *Rapporto acqua/cemento massimo 0,60.*
- *Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S4*
- *Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/B-M – Classe di resistenza 42.5R, cemento portland composito - pozzolanico.*

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione “XC2” (UNI EN 206-1); per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura deve essere garantito un ricoprimento di *50mm per plinti e travi di fondazione*. E' inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

- **Acciaio per c.a.**

ad aderenza migliorata del tipo B 450 C (ex FeB44k), saldabile, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$,
- $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$,
- allungamento uniforme al carico $\max e_{su,k} > 7,5\%$.

Dato l'impiego in zona sismica si richiede, inoltre, che l'acciaio rispetti i seguenti limiti:

- $(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1,25$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_{medio} < 1,35$

Per la realizzazione delle strutture di elevazione in c.a. dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sotto indicate:

• **Calcestruzzo “a prestazione” (UNI EN 206-1):**

confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- *Resistenza caratteristica a compressione a 28gg. $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$.*
- *Diametro massimo dell'inerte 31.5mm.*
- *Rapporto acqua/cemento massimo 0,55.*
- *Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S5*
- *Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/A-M – Classe di resistenza 42.5R, cemento portland composito.*

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione “XC3”; per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura, tenendo conto che la vita nominale della struttura è ≥ 100 anni. E' inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

• **Acciaio per c.a.**

ad aderenza migliorata del tipo B 450 C (ex FeB44k), saldabile, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$,
- $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$,
- allungamento uniforme al carico max $e_{su,k} > 7,5\%$.

Dato l'impiego in zona sismica si richiede, inoltre, che l'acciaio rispetti i seguenti limiti:

- $(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1,25$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_{medio} < 1,35$

4.4 PRESCRIZIONI COMUNI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE E ELEVAZIONE

Controlli in cantiere delle barre d'armatura

(3 spezzoni dello stesso diametro)

$$f_y = f_m - 10 \text{ N/mm}^2$$

Qualità dei componenti:

- La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.
- La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16-20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta. Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni. Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori. 19 Provini da prelevarsi in cantiere. Viene prescritto il controllo di tipo A,

riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300mc. N° 2cubi di lato 15 cm per un prelievo ogni 100 mc. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato un prelievo. Le seguenti disuguaglianze devono essere rispettate: $R_{ck} 28 < R_m - 3,5 N/mm^2$ $R_{min} > R_{ck} - 3,5 N/mm^2$ R_m = resistenza media dei prelievi (N/mm^2) R_{min} = minor valore di resistenza dei prelievi (N/mm^2).

Tolleranze di posa della misura dei copriferri utilizzati

I copriferri prescritti per le strutture di fondazione e di elevazione si intendono comprensivi delle tolleranze di posa, assunte pari a 5 mm (p.to 4.4.1.3 EC2.3), in quanto si prevede l'impiego di distanziatori che assicurano il copriferro, secondo le indicazioni di normative di comprovata validità.

4.5 COMBINAZIONI DI CARICO

COMBINAZIONE SLU VENTO X	1,3 G1	+	1,5 VENTO	+	0,75 NEVE
COMBINAZIONE SLU VENTO Y	1,3 G1	+	1,5 VENTO	+	0,75 NEVE
COMBINAZIONE SLU NEVE	1,3 G1	+	1,5 NEVE	+	0,9 VENTO
COMBINAZIONE SLE - RARA - VENTO X	1 G1	+	1 VENTO	+	0,75 NEVE
COMBINAZIONE SLE - RARA - VENTO Y	1 G1	+	1 VENTO	+	0,75 NEVE
COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE - VENTO X	1 G1	+	1 VENTO	+	0,75 NEVE
COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE - VENTO Y	1 G1	+	1 VENTO	+	0,75 NEVE
COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE - VENTO X	1 G1	+	0 VENTO	+	0 NEVE
COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE - VENTO Y	1 G1	+	0 VENTO	+	0 NEVE
AZIONE SISMICA	1 G1				

5 PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone. Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutte le indicazioni previste nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Parametri adottati:

Vita nominale $V_N \geq 100$ anni

Classe d'uso **IV**

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N C_U = 100 \times 2 = 200$ anni

6 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione delle azioni sulle strutture è stata effettuata conformemente al D.M. 17-01 2018.

6.1 CARICHI

Analisi dei carichi		
Pesi propri strutturali		
Trave di Legno	0,84	[kN/m]
Travetti	0,36	[kN/m]

Sovraccarichi variabili		
Carico da neve		
qn	0,24	[kN/mq]

Carico da vento	
Parete sopravento	0,72
Copertura sopravento	0,37
Copertura sottovento	-0,42
Parete sottovento	-0,36

6.2 AZIONE SISMICA

In particolare, l'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni del D.M. 14-01-2008 per il sito in esame tenendo conto delle sue coordinate geografiche.

L'azione sismica è calcolata mediante analisi sismica dinamica modale.

PARAMETRI SISMICI DEL SITO

LATITUDINE

40,6320000

LONGITUDINE

14,4169000

Tipologia di costruzione

3 – Grandi opere

Classe d'uso della struttura

Classe IV

Fattore di Struttura "q"

q

1,5

Categoria di Sottosuolo

Tab. 3.2 II

C

Categoria topografica

Tab. 3.2 III

T1

Stato limite	a_g/g	F_0	T_c^*	a_g
Operatività (SLO)	0,0644 (g)	2,463	0,355 s	0,632 m/s ²
Danno (SLD)	0,0773 (g)	2,499	0,370 s	0,759 m/s ²
Salvaguardia vita (SLV)	0,1449 (g)	2,680	0,442 s	1,422 m/s ²
Collasso (SLC)	0,1545 (g)	2,706	0,448 s	1,516 m/s ²

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s Amp. Stratigrafica	1,5000	1,500	1,467	1,449
C_c Coef. Funz. Categoria	1,4780	1,458	1,375	1,369
S_T Amp. Topografica	1,0000	1,000	1,000	1,000
S Amp. Sito $S=S_s*S_T$	1,5000	1,5000	1,4670	1,4491

§3.2 DM 17/01/2018 Azione Sismica: Per i valori di a_g , F_0 e T_c^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Definizione dei valori di S, TB, TC e TD dello spettro di risposta SLO				
S	1,50			C _c 1,478
T _b	0,175	T _c	0,524	T _d 1,858

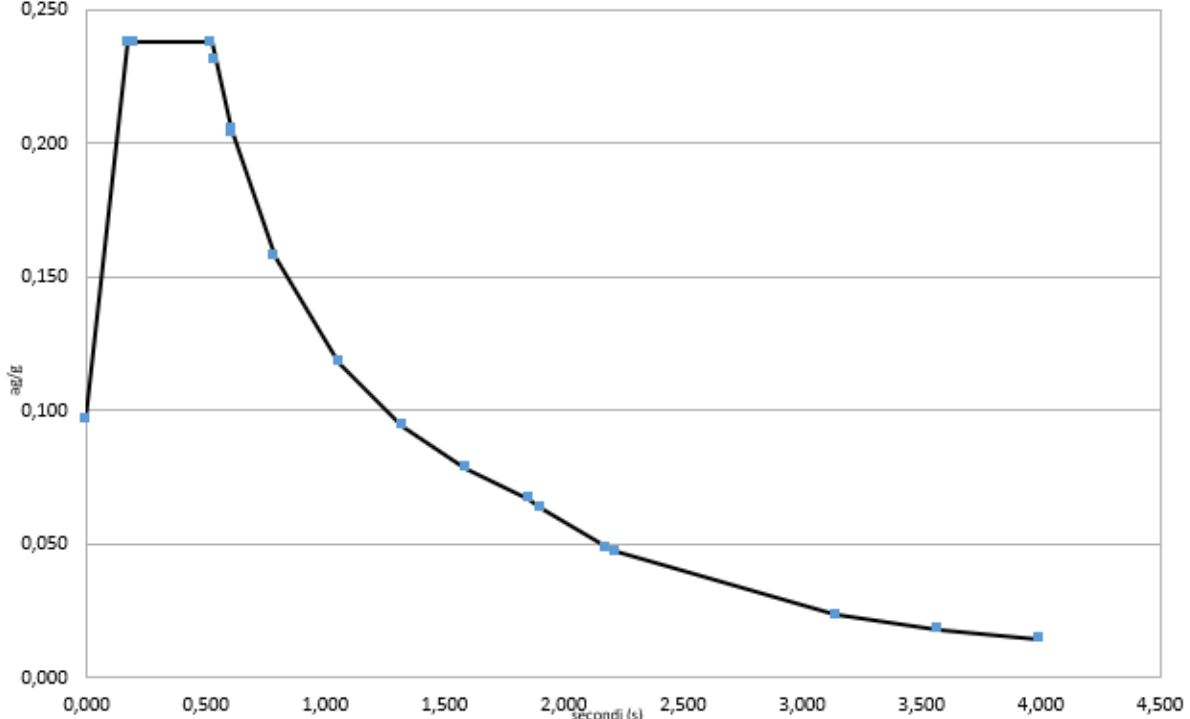
Dati spettro	
Secondi	Ordinata elast.
0,000	0,097
0,175	0,238
0,180	0,238
0,203	0,238
0,204	0,238
0,524	0,238
0,539	0,231
0,608	0,205
0,613	0,204
0,791	0,158
1,058	0,118
1,324	0,094
1,591	0,078
1,858	0,067
1,909	0,064
2,180	0,049
2,218	0,047
3,143	0,023
3,572	0,018
4,000	0,014

Inizio tratto orizzontale SLO (T_b)

Fine tratto orizzontale SLO (T_c)

Inizio ultimo tratto SLO (T_d)

Spettro di risposta elastico SLO



Definizione dei valori di S, TB, TC e TD degli spettri di risposta SLD				
S	1,50			C _c 1,458
T _b	0,180	T _c	0,539	T _d 1,909

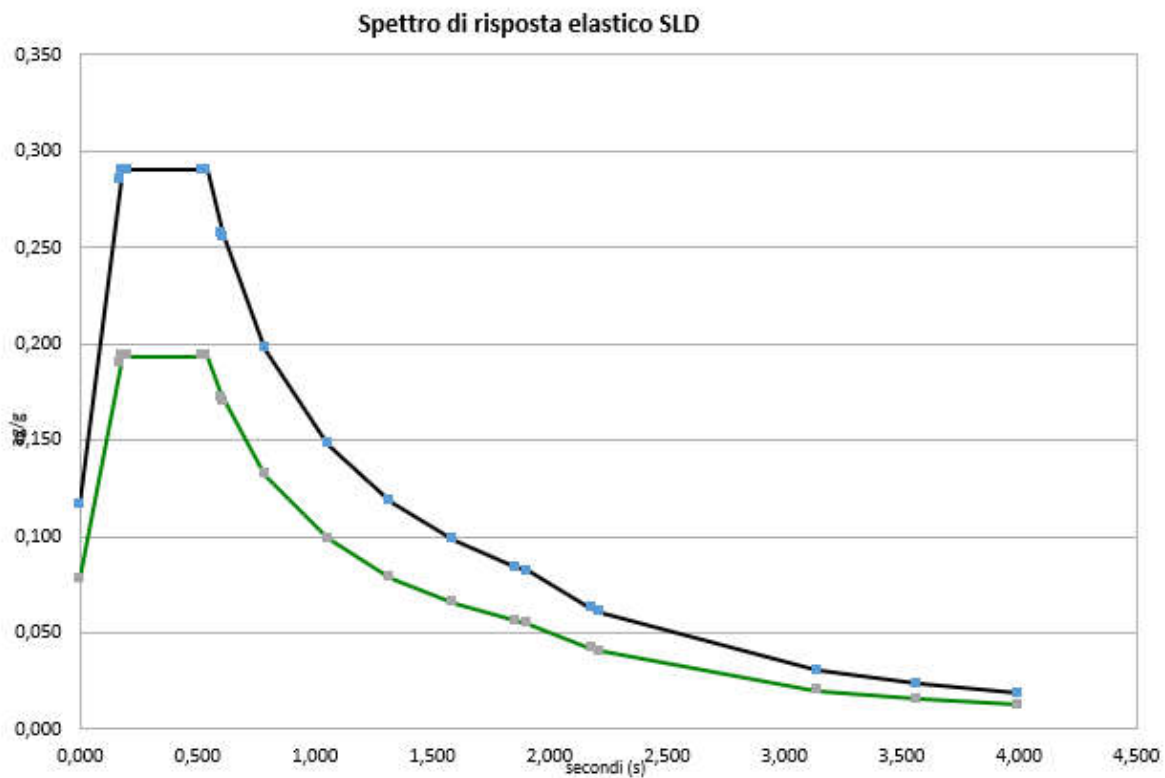
Dati spettro		
Secondi	Ordinata elast.	con $\eta=2/3$
0,000	0,116	0,077
0,175	0,285	0,190
0,180	0,290	0,193
0,203	0,290	0,193
0,204	0,290	0,193
0,524	0,290	0,193
0,539	0,290	0,193
0,608	0,257	0,171
0,613	0,255	0,170
0,791	0,198	0,132
1,058	0,148	0,099
1,324	0,118	0,079
1,591	0,098	0,066
1,858	0,084	0,056
1,909	0,082	0,055
2,180	0,063	0,042
2,218	0,061	0,040
3,143	0,030	0,020
3,572	0,023	0,016
4,000	0,019	0,012

<----- Colore verde nel grafico

Inizio tratto orizzontale SLD (T_b)

Fine tratto orizzontale SLD (T_c)

Inizio ultimo tratto SLD (T_d)



Definizione dei valori di S, TB, TC e TD dello spettro di risposta SLV			
S	1,46701		C _c 1,37452
T _b	0,203	T _c 0,608	T _d 2,180

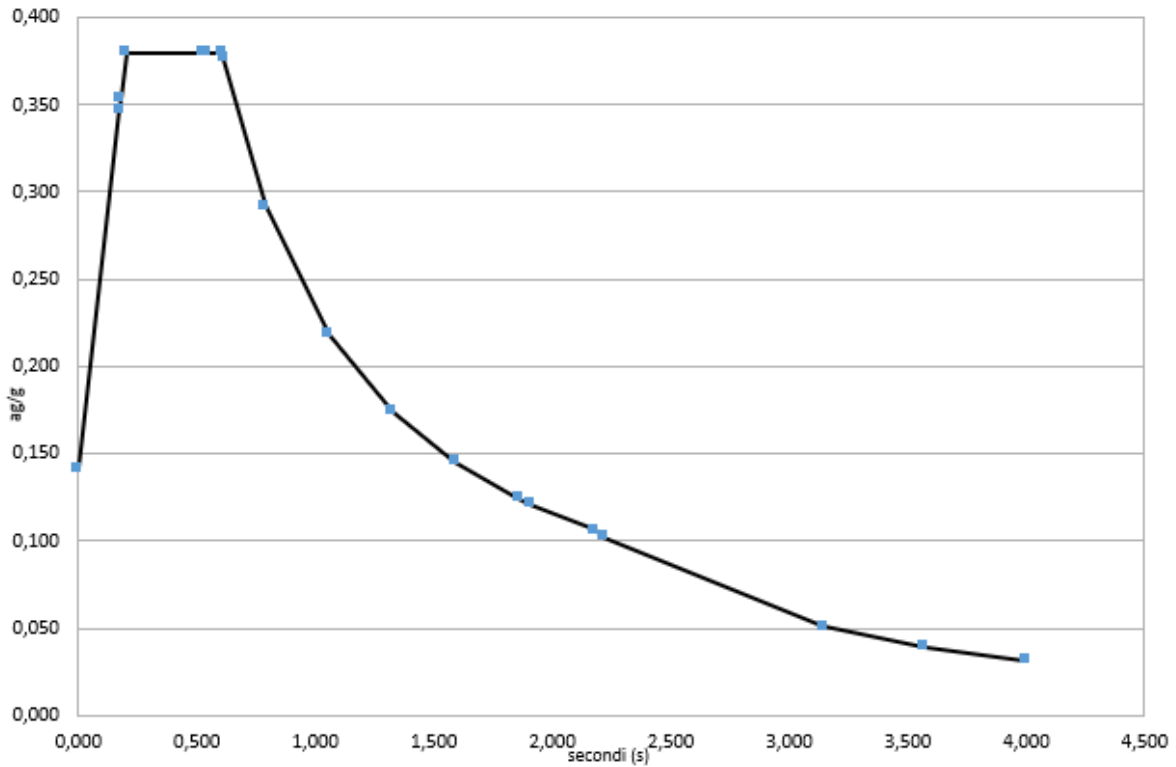
Dati spettro			Fattore di struttura
			1,50
Secondi	Ordinata elast.	Ordinata SLU	
0,000	0,213	0,142	
0,175	0,521	0,347	
0,180	0,529	0,353	
0,203	0,570	0,380	
0,204	0,570	0,380	
0,524	0,570	0,380	
0,539	0,570	0,380	
0,608	0,570	0,380	
0,613	0,565	0,377	
0,791	0,438	0,292	
1,058	0,327	0,218	
1,324	0,261	0,174	
1,591	0,218	0,145	
1,858	0,186	0,124	
1,909	0,181	0,121	
2,180	0,159	0,106	
2,218	0,153	0,102	
3,143	0,076	0,051	
3,572	0,059	0,039	
4,000	0,047	0,031	

Inizio tratto orizzontale SLV (T_b)

Fine tratto orizzontale SLV (T_c)

Inizio ultimo tratto SLV (T_d)

Spettro di risposta SLV



T ₀	0,000	s
T _B	0,203	s
T _C	0,608	s
T _D	2,180	s

Se (0)	0,213	m/s ²
Se (T _B)	0,570	m/s ²
Se (T _C)	0,570	m/s ²
Se (T _D)	0,159	m/s ²

Sd (0)	0,213	m/s ²
Sd (T _B)	0,380	m/s ²
Sd (T _C)	0,380	m/s ²
Sd (T _D)	0,106	m/s ²

S	1,44912			C _c	1,36887	
T _b	0,204		T _c	0,613	T _d	2,218

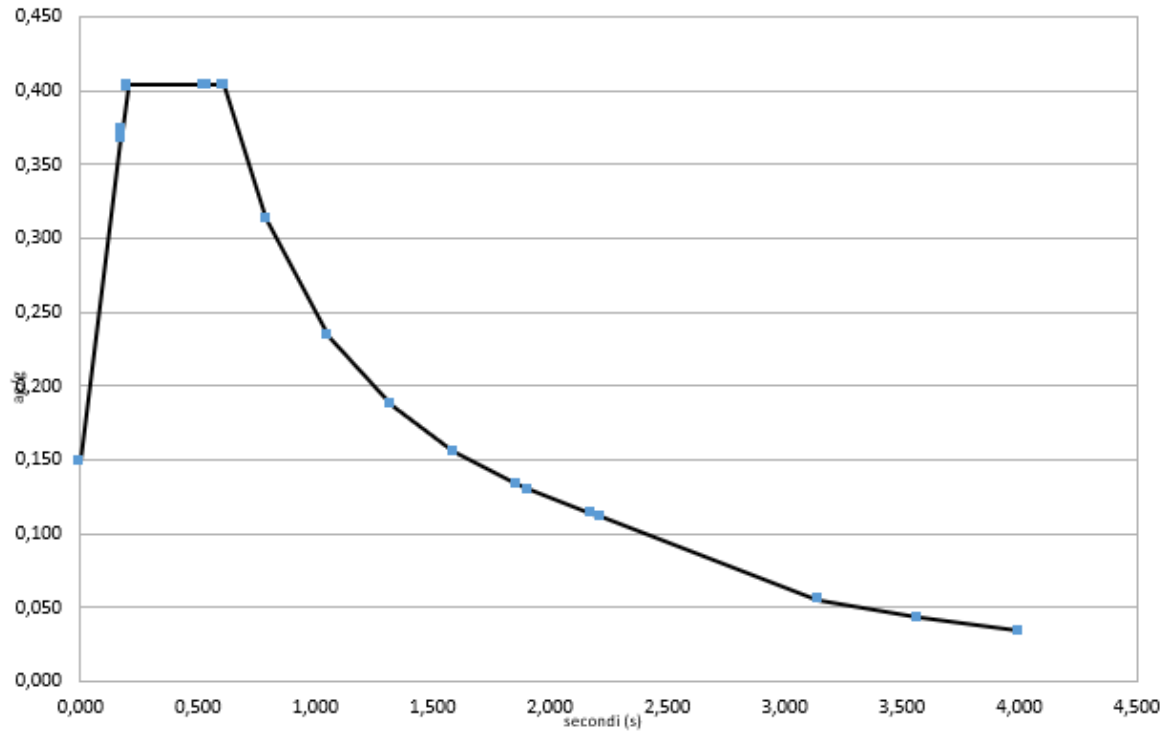
Dati spettro Fattore di struttura			1,50
Secondi	Ordinata elast.	Ordinata SLU	
0,000	0,224	0,149	
0,175	0,551	0,367	
0,180	0,560	0,373	
0,203	0,603	0,402	
0,204	0,606	0,404	
0,524	0,606	0,404	
0,539	0,606	0,404	
0,608	0,606	0,404	
0,613	0,606	0,404	
0,791	0,469	0,313	
1,058	0,351	0,234	
1,324	0,280	0,187	
1,591	0,233	0,156	
1,858	0,200	0,133	
1,909	0,194	0,130	
2,180	0,170	0,114	
2,218	0,167	0,112	
3,143	0,083	0,056	
3,572	0,065	0,043	
4,000	0,051	0,034	

Inizio tratto orizzontale SLC (T_b)

Fine tratto orizzontale SLC (T_c)

Inizio ultimo tratto SLC (T_d)

Spettro di risposta SLC



6.3 AZIONE DELLA NEVE

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): 111 [m]

1.2 zona: Zona III

<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo 0,60 [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e=1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

3.1.1 Classe di topografia:

Normale

Il coefficiente di esposizione vale:

C_E 1,00

Il coefficiente topografico vale:

C_t 1,00

3.2 Coefficiente di forma

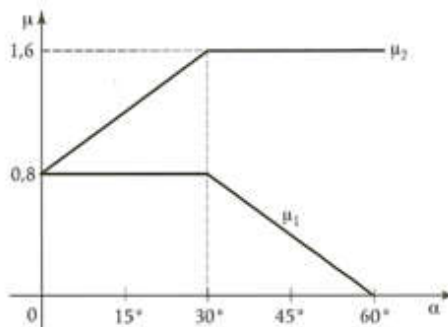
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

45 [deg]

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

45 [deg]

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1(\alpha_1)$	0,40
$\mu_1(\alpha_2)$	0,40
$\mu_2(\alpha)$	1,60

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1(\alpha)$	0,80	$0.8(60-a)/30$	0,00
$\mu_2(\alpha)$	$0.8+0.8 a/30$	1,60	0,00

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

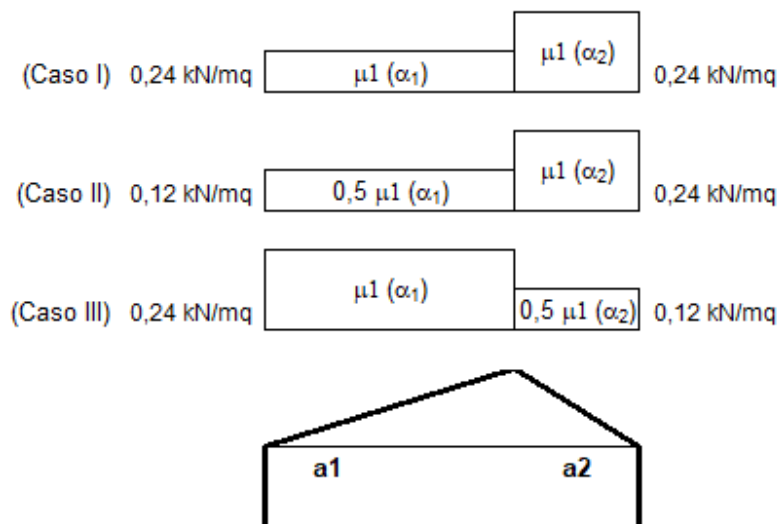
C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura a più falde

Per il calcolo si considera solo la più gravosa delle tre condizioni di carico, di seguito calcolate.

α_1 (inclinazione falda)	45 [deg]
α_2 (inclinazione falda)	45 [deg]

$\mu_1 (\alpha_1)$	0,40
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,40



Caso I: Carico da neve depositata in assenza di vento

Caso II: Carico da neve depositata in presenza di vento

Caso III: Carico da neve depositata in presenza di vento

6.4 AZIONE DEL VENTO

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria
(esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

111 [m]

Distanza dalla costa

1 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

200 [anni]

Categoria di esposizione

III

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva:

no **si**

H di colmo

Direzione del vento →



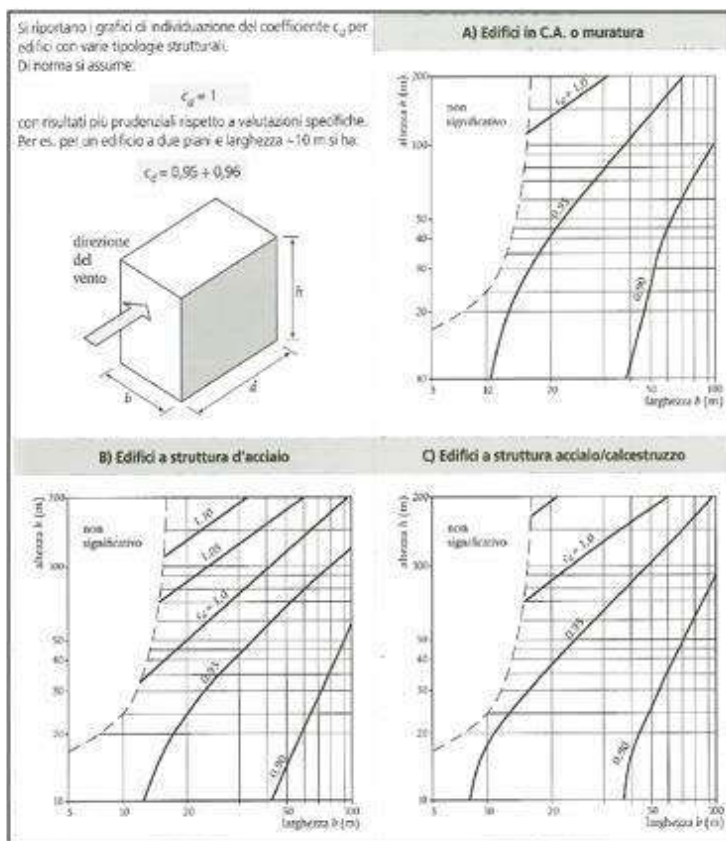
*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

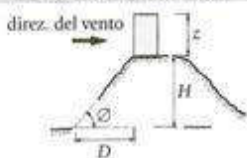


C_d

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3			
<p>Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina</p> 	<p>Costruzioni ubicate sul livello superiore</p> 	<p>Costruzioni ubicate su di un pendio</p> 			
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$			
<p>Coefficiente β</p>		<p>Coefficiente γ</p>			
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1,00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

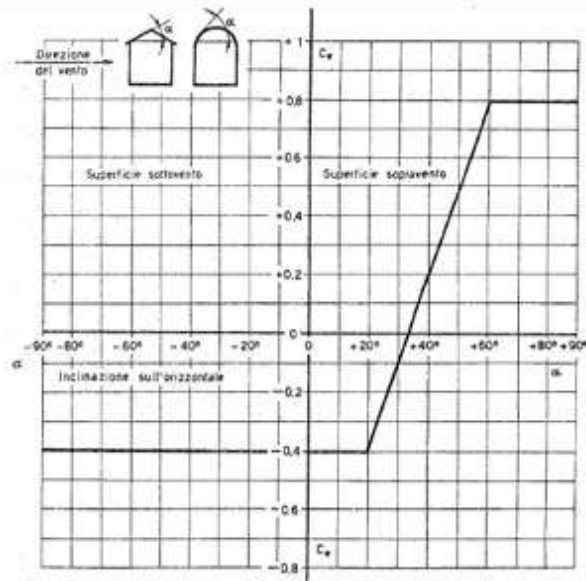
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,20	0,10	5,00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	1,71	$z < 5,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	1,71	$z = 0,00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	2,00	$z = 8,00$

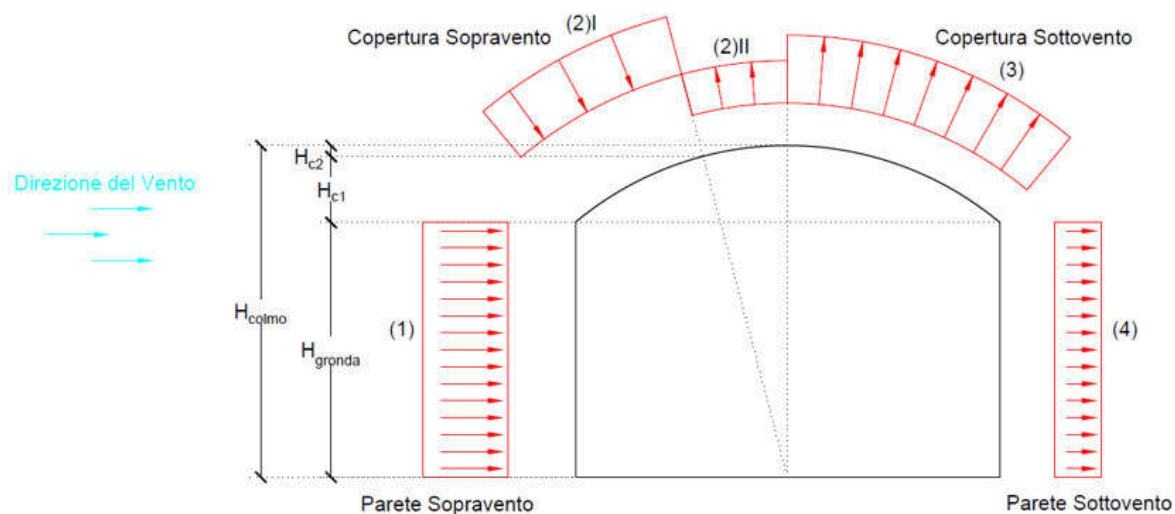
Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Disposizione tipica delle pressioni per le coperture curve

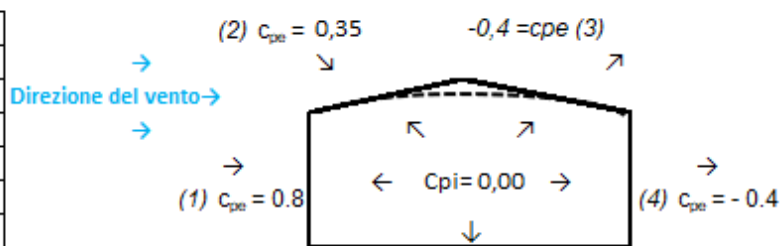


Costruzioni completamente stagne

Configurazione più svantaggiosa

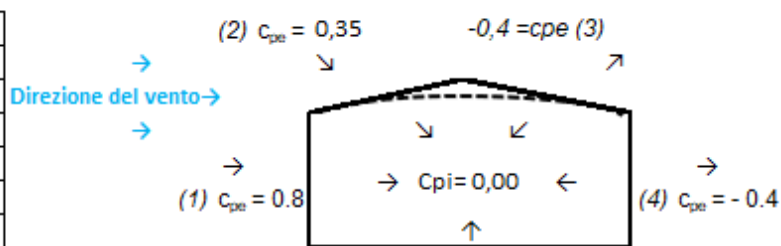
Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p
	0,80
(2) copertura sopravvento	C_p
	0,35
(3) copertura sottovento	C_p
	-0,40
(4) parete sottovento	C_p
	-0,40



Configurazione A

(1) parete sopravvento	C_p
	0,80
(2) copertura sopravvento	C_p
	0,35
(3) copertura sottovento	C_p
	-0,40
(4) parete sottovento	C_p
	-0,40



Configurazione B

7 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

I calcoli sono stati condotti secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni assumendo i carichi di normativa e valutando le sollecitazioni per via numerica. L'analisi strutturale viene eseguita per mezzo di un elaboratore elettronico dei dati utilizzando un codice di calcolo del tipo "SAP" basato sul metodo degli elementi finiti, concettualmente riconducibile al metodo degli spostamenti. E' stata utilizzata un'analisi lineare dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo e di esercizio. Il solutore individua le sollecitazioni per ogni nodo e quindi i post processor nella verifica delle aste determinano le sollecitazioni per ogni sezione delle stesse.

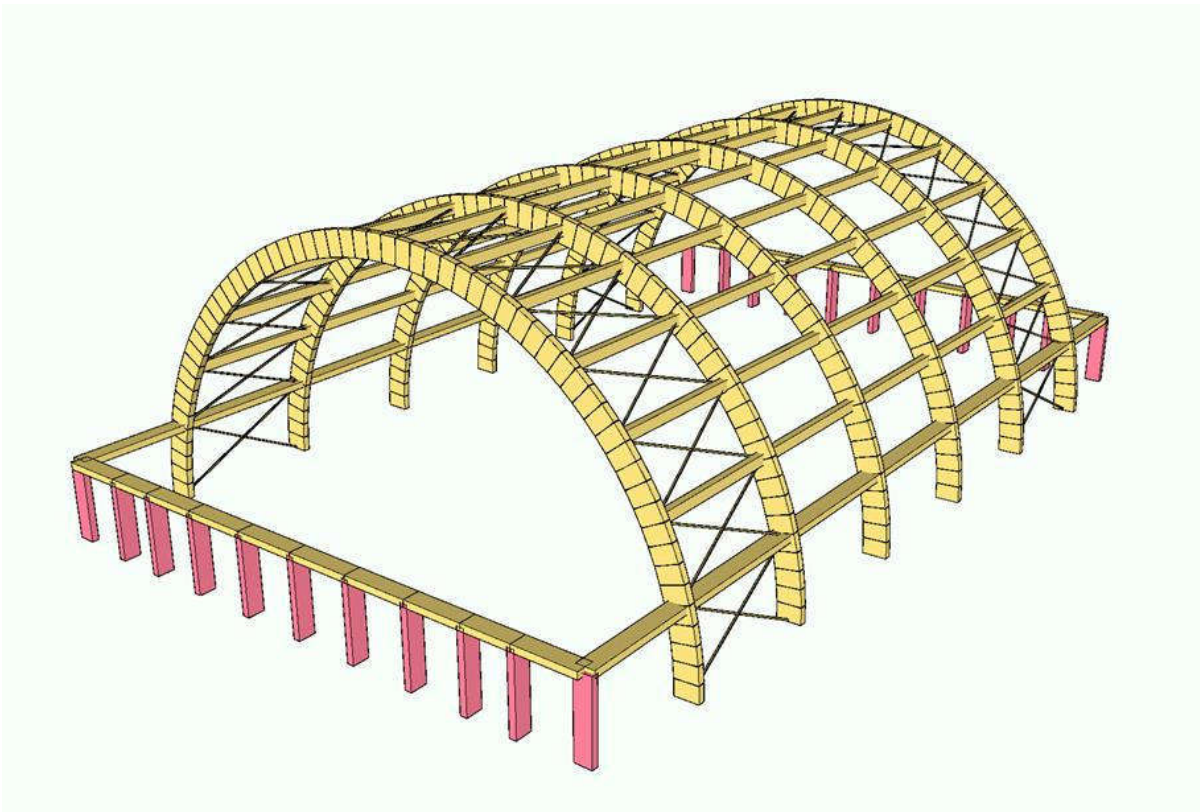


Figura 7-1 Modellazione strutturale.

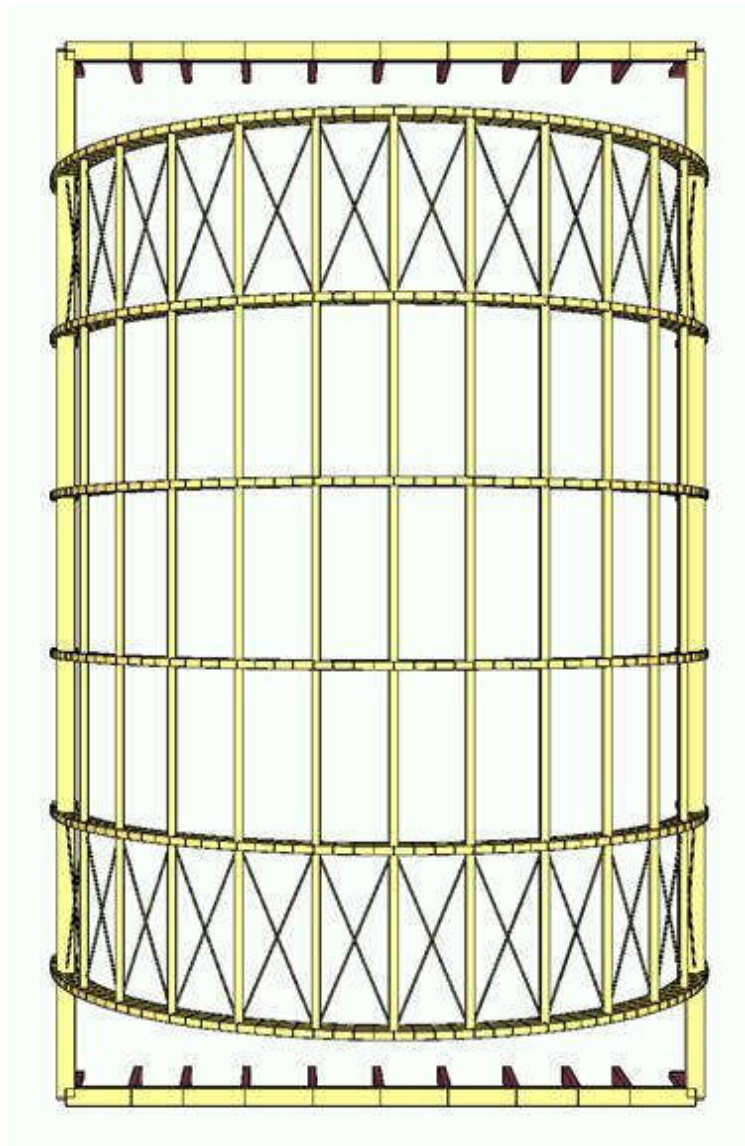


Figura 7-2 - Modellazione strutturale.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi “beam”, il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all’estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi “truss” oppure con elementi “beam” opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati

con elementi “shell” a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliente dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al DM2018. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

7.1 Gli elementi del modello numerico

I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri

gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

LE SEZIONI

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_X, f_Y, f_Z, f_V) e locali (f_x, f_y, f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_X, F_Y, F_Z, F_V) o locali (F_x, F_y, F_z), momenti concentrati riferiti agli assi locali (M_x, M_y, M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x, t_y, t_z), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

GLI ELEMENTI FINITI

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

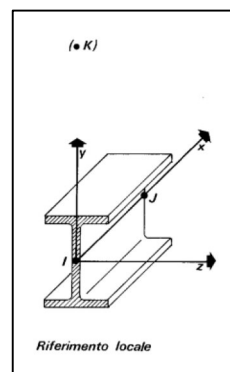
ELEMENTO TRUSS (ASTA RETICOLARE)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

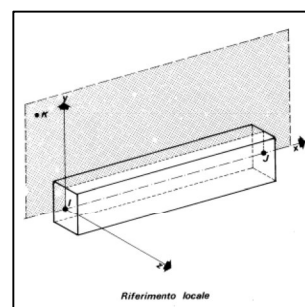
Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

1. A Area della sezione.
2. E Modulo elastico.
3. ρ Densità di peso (peso per unità di volume).
4. α Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.



ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)



L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura.

L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

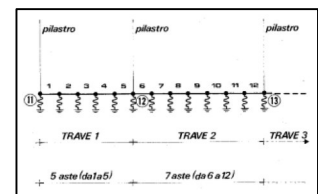
1. deformabilità da taglio (travi tozze);
2. sconnessioni totali o parziali alle estremità;
3. connessioni elastiche alle estremità;
4. offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
5. suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

1. carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
2. sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
3. forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
4. carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il



programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da

programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_z , f_v , f_y . Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

7.1.1 I metodi di calcolo

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$KU = F$ dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di

ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

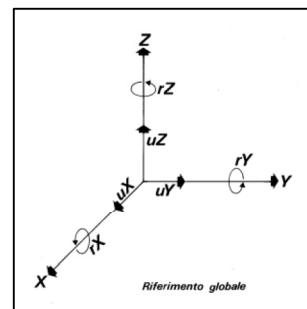
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

7.1.2 Lettura dei risultati dell'elaborazione

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).



Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuipi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

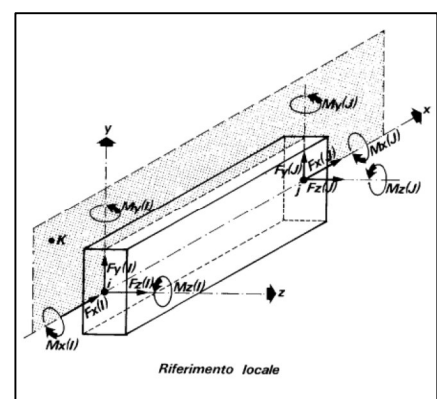
Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involuipi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;



- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z , con le seguenti convenzioni sui segni:
 - forze positive se concordi con gli assi locali (F);
 - momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

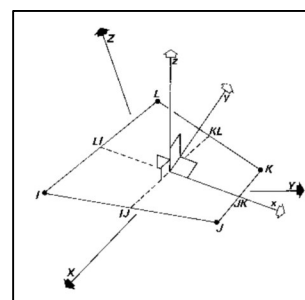
Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F*L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F*L$);
- U_Z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);



- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F*L/L$);
- M_{yy} ($F*L/L$);
- M_{xy} ($F*L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involuipi viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involuipi dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

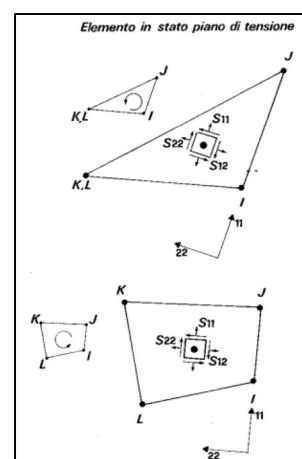
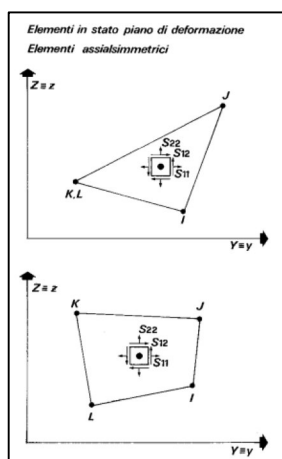
ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

Il programma calcola le tensioni (F/L^2) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S11;
- S22;
- S33 (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S12;
- Smax;
- Smin;
- Angolo.

Per il significato di S11, S22, S12 si osservino le figure successive. La tensione S33 è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).



Le tensioni Smax e Smin rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati

rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di Smax. In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S11, S22, S33, S12 nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

PLINTI

La procedura calcola le rigidzze del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X ,Y ,Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidzza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidzze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidzze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidzze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidzza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

Gli elementi strutturali sono stati verificati in accordo alla Normativa vigente, le verifiche hanno riguardato le travi principali con archi in legno lamellare, travi secondarie in legno lamellare di sezione rettangolare, i controventi in acciaio ed infine i collegamenti tra le varie membrature.

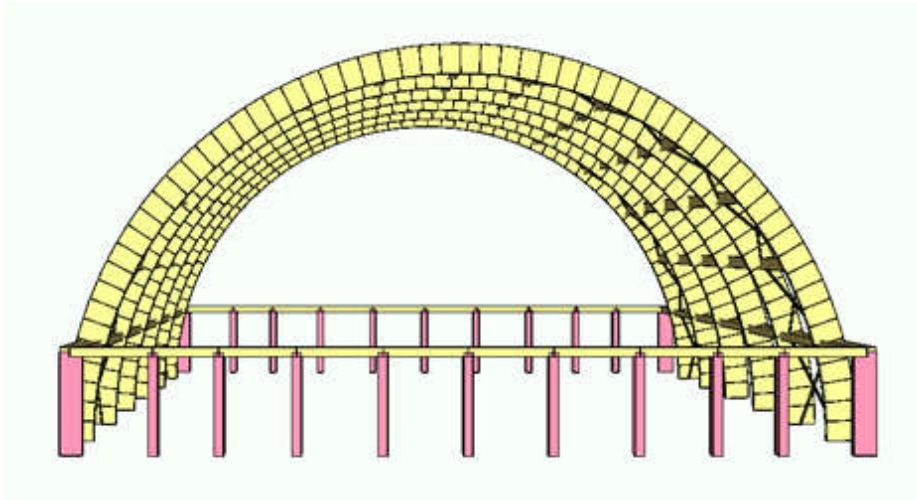


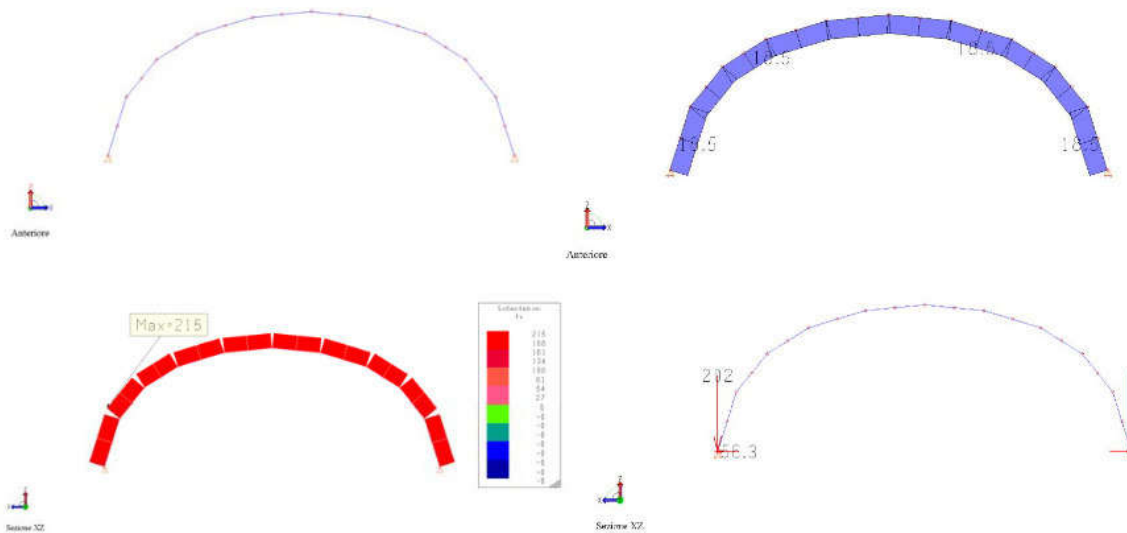
Figura 8-1 - Elementi strutturali.

La copertura è costituita da una struttura portante principale composta da arcate e da puntoni di collegamento realizzati anch'essi in legno lamellare dimensionate in funzione dei calcoli strutturali quindi dei carichi propri permanenti ed accidentali quali neve, vento e azione sismica, anche se questo particolare tipo di struttura è intrinsecamente poco sensibile agli effetti del sisma vista la ridottissima massa che il terremoto è in grado di movimentare nel piano orizzontale. E' invece curato il dimensionamento rispetto alle altre azioni ambientali quali neve e vento nonché all'azione fuoco in quanto la normativa di prevenzioni incendi prevede una resistenza al fuoco della struttura linea pari a 30 minuti. Gli archi in legno sono posti ad un interasse di 5,85 ml, posizionando il primo e ultimo arco a 3,50 ml sullo spigolo esterno della fondazione. La seconda e la penultima campata sono controventate con un sistema di tiranti in acciaio zincato S275 JR in tondi del diametro di 20 mm che sono fissati al cordolo perimetrale di fondazione con piastre in acciaio zincato della medesima classe. Gli arcarecci e il colmo della struttura ad archi hanno una sezione rettangolare di 140xh200 mm in LL cl. GL24H e sono coperti esternamente con una membrana in pvc a forma semicilindrica chiusa alle due estremità da due vele a semicirconferenza. A questa membrana in pvc è affidato il compito di trasferire le azioni indotte dai carichi neve e vento alla sottostruttura in legno. Sui

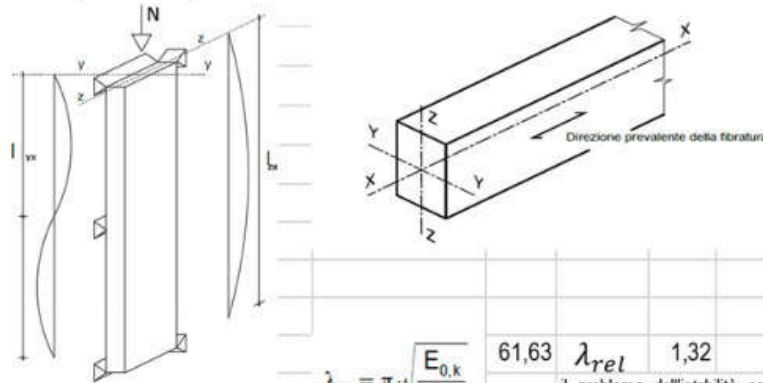
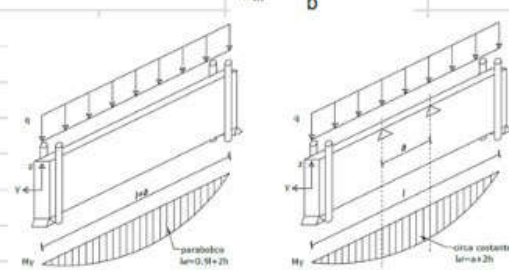
lati lunghi della struttura è posta una trave di banchina in legno lamellare GL28H della sezione 240xH480 all'altezza di circa 3,15 ml da terra sulla quale poter ancorare il telo di copertura in pvc e pretensionarlo. Le chiusure delle due estremità saranno realizzate in blocchi in cls rivestite esternamente in muratura faccia a vista, eseguita sulle due testate della copertura e sui risvolti laterali fino al primo arco. Le testate verranno irrigidite orizzontalmente con l'inserimento di un telaio in cemento armato costituito da un sistema di pilastri che sorreggono una trave di correa per l'alloggiamento dei ganci in acciaio di fissaggio del telo in pvc. Il sistema di fondazioni sarà costituito da una trave in cemento armato della sezione 105xH80 cm che gira su tutto il perimetro del tunnel di copertura e funge da fondazione per gli archi in legno lamellare e per i due muri di testata in blocchi in calcestruzzo. La trave in questione sarà controventata nel proprio piano dalla soletta in ca dello spessore di 25 cm realizzata a supporto della pavimentazione sportiva in questo modo sarà sempre in grado di contrastare le spinte a vuoto al piede degli archi il legno lamellare. Le fondazioni e la soletta saranno realizzate mediante calcestruzzo C28/35, per il quale si considera una classe d'esposizione XC2. Le armature sono costituite da barre in acciaio B450C. Il requisito di durabilità è conseguito mediante la scelta di una opportuna classe del conglomerato e mediante l'adozione di adeguati copriferri a protezione delle armature metalliche. Per la struttura in legno appena descritta e per i telai di chiusura delle due estremità è stata eseguita un'analisi lineare considerando ai fini sismici i due sistemi per le strutture in legno di tipo non dissipativo (fattore di struttura $q = 1,00$) per i telai di irrigidimento delle murature si è invece considerato un sistema scarsamente dissipativo (fattore di struttura $q = 1,50$). Le verifiche sono condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite facendo riferimento al D.M. 2018 ed alle norme e circolari esplicative ad esso collegate. Alla presente sono allegati, quale parte integrante, i disegni di progetto della struttura.

8.1 TRAVE PRINCIPALE

Di seguito si riportano i risultati della verifica:



tipo legno GL28h					Proprietà del legno secondo le normative europee EN1194-2000 LL, EN338-2003 (massiccio)								
class. Serv 2					al chiuso non riscaldata di inverno, all'aperto, coperta 12% umidità <20%								
γ_m	norma	NTC 2008	EC 5	CNR DT206/07	Valori caratteristici della resistenza								
legno lamellare incollato					1,45	1,25	1,25	flessione		f _{mgk}	28	[MPa.]	
					γ_m		1,45		res trazione parall fibre		f _{0gk}	19,5	[MPa.]
classe durata del carico					breve durata				res trazione ort fibre		f _{90gk}	0,45	[MPa.]
					norma	NTC 2008	EC 5	CNR DT206/07	res compress parall fibre		f _{0gk}	26,5	[MPa.]
					K _{mod}	0,9	0,9	res compress ort alle fibre		f _{90gk}	3	[MPa.]	
					K_{mod}		0,9		res taglio		f _{vgk}	3,2	[MPa.]
Azioni Agenti					Valori caratteristici rigidezza								
					Mod. di elast Parall. medio		E _{0gmean}	12600	[MPa.]				
					Mod. di elast Parall. caratt.		E _{0g_05}	10200	[MPa.]				
					Mod. di elast Ort. Medio		E _{90gmean}	420	[MPa.]				
					Mod. di taglio. Medio		G _{mean}	780	[MPa.]				
					massa volumica		ρ	410	[kg/m³.]				
N	-133000	[N]	M_{yy}	1,67E+08	[Nmm]								
V_z	0	[N]	M_{zz}	0	[Nmm]								
V_y	50530	[N]	M_{xx}	0	[Nmm]								

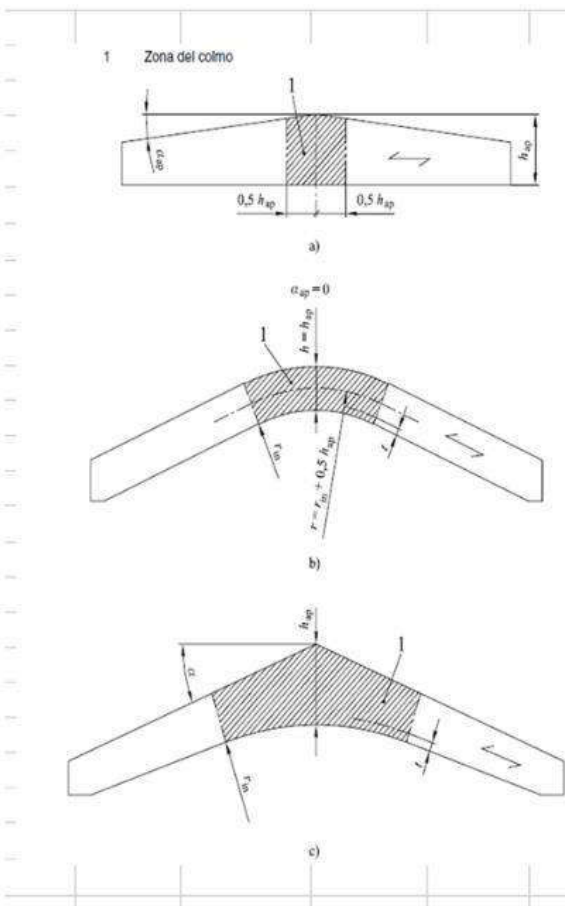
Geometria della sezione												
b =	140	[mm]										
h =	760	[mm]										
I _{zx}	8400	[mm ⁴]										
I _{yx}	3300	[mm ⁴]										
A	106400	[mm ²]										
J _{yy}	5,121E+09	[mm ⁴]										
J _{zz}	173786667	[mm ⁴]										
w _{yy}	13477333	[mm ³]										
w _{zz}	2482666,7	[mm ³]										
ρ _y	219	[mm]										
ρ _z	40	[mm]										
β _c	0,10											
I _{0zx}	1,00	8400	λ _y	38,29	λ _{rel y}	0,62	K _y	0,71	K _{c y}	0,95		
I _{0yx}	1,00	3300	λ _z	81,65	λ _{rel z}	1,32	K _z	1,43	K _{c z}	0,51		
												
$\lambda_{\alpha} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{0,k}}{f_{c,0,k}}}$						61,63	λ _{rel}	1,32	il problema dell'instabilità colonna si verifica quando la snellezza relativa è superiore a 0,3 in caso			
SVIRGOLAMENTO												
$\lambda_m = \frac{\sqrt{l_{ef} \cdot h}}{b} \leq 13$			17	VERIFICAR E								
				definizione della lunghezza efficace si definiscono tre casi possibili legati alla forma del momento indotto da carico agente								
				a	8400	[mm]						
				2) momento parabolico	0,90	7560	[mm]					
				3) carico applicato bordo lesa		-380	[mm]					
				h/b	5,43	l _{eff}	7180	[mm]				
				σ _{m, crit}	$\frac{\pi \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot \sqrt{3 \cdot \alpha \cdot E_{0,k} \cdot G_k}$		α	0,293	λ _{rel m}	1,01		
					27,23			K _{crit}	0,80			
Resistenze di calcolo												
f _{myd}	17,38	[MPa.]	Effetto altezza (le resistenze a trazione f _{0k} e a flessione f _{mk} possono essere aumentate di un coefficiente k _h)									
f _{mzd}	19,12	[MPa.]	- per legno massiccio con ρ _k ≤ 700kg/m ³							k _{hy}	per legno lamellare incollato	
f _{t0d}	12,10	[MPa.]	k _h = $\begin{cases} 1,3 & \text{per } h \leq 40,3 \\ \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} & \text{per } 40,3 < h < 150 \\ 1,0 & \text{per } h \geq 150 \end{cases}$							1,00	k _h = $\begin{cases} 1,1 & \text{per } h < 231 \\ \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} & \text{per } 231 < h < 600 \\ 1,0 & \text{per } h \geq 600 \end{cases}$	1,000
f _{t90d}	0,28	[MPa.]								0,72	1,1	
f _{c0d}	16,45	[MPa.]										
f _{c90d}	1,86	[MPa.]								K_{hy}	1	
f _{vd}	1,99	[MPa.]								k_{hz}	1,1	
Tensioni di progetto												
σ _{myd}	12,41	[MPa.]										
σ _{mzd}	0	[MPa.]										
σ _{c0d}	1,25	[MPa.]										
σ _{t0d}	0,00	[MPa.]										
τ _{maxyd}	0,00	[MPa.]										
τ _{maxzd}	0,00	[MPa.]										
τ _{tord}	0	[MPa.]										

COLONNE SOGGETTE A PRESSO FLESSIONE

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,79	≤	1	verificato
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,65	≤	1	verificato
TRAVE PROBLEMA STABILITA'				
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{ort}f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,97	≤	1	verificato
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{ort}f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,77	≤	1	verificato

TAGLIO

τ_d	≤	f_{vd}	0,71	≤	1,99	verificato
----------	---	----------	------	---	------	------------



Mapd	1,35E+08 [Nmm]	momento di progetto in corrispondenza del colmo	
alfa_ap	0 [mm]		
hap	760 [mm]		
rint	15500 [mm]		
t	40 [mm]	spessore lamella	
rint/t	387,5		
r	15880 [mm]		
hap/r	0,048	<	0,25 [MPa]
verificato			
k1	1,00		
k2	0,35		
k3	0,60		
k4	0,00		
kl	1,02		
$k_r = \begin{cases} 1 & \text{per } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{per } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases}$		k_r	1,000
$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}$	10,20	[MPa.]	
$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d}$	10,20	≤	17,38 [MPa.]
verificato			
V0	0,01	[m³]	
Vb	3,61	[m³]	volume trave
Vv	2,44	[m³]	

$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{per travi a doppia rastremazione e curve} \\ 1,7 & \text{per travi centinate} \end{cases}$	V	2,41	[m ³]
	k vol	0,334	
	kdis	1,4	
	k5	0	
	k6	0,25	
	k7	0	
	kp	0,012	
	$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}$	0,12	[MPa.]
	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}}$	0,92	≤ 1
		verificato	

8.2 TRAVE SECONDARIA

Di seguito si riportano i risultati della verifica:

DATI DI PROGETTO			
Caratteristiche geometriche			
Luce di calcolo:	L	=	4600 [mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	700 [mm]
Base della sezione:	b	=	120 [mm]
Altezza della sezione:	h	=	196 [mm]
Area sezione :	A	=	23520 [mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	7,683E+05 [mm ³]
	W _z	=	4,704E+05 [mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	7,530E+07 [mm ⁴]
	J _z	=	2,822E+07 [mm ⁴]
Carichi			
1) Peso proprio travi principali:			0,13 [kN/m ²]
2) Peso proprio piastrelle / assito:			0,40 [kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0,53 [kN/m ²]
1) Sottofondo:			0,00 [kN/m ²]
2) Pavimento:			0,00 [kN/m ²]
3) Tramezzi:			0,00 [kN/m ²]
4) Isolante			0,10 [kN/m ²]
5) Altri permanenti:			0,70 [kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0,80 [kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	1,00 [kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :

Legno lamellare incollato

Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :

GL24h

Classe di servizio :

Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :

$\gamma_M = 1,45$ [-]

Coefficiente di deformazione :

$k_{def} = 0,80$ [-]

Combinazione I - perm. + acc.	Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve
$k_{mod,I} =$	0,90
Combinazione II - perm.	Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio
$k_{mod,II} =$	0,60

Valori caratteristici		Valori di progetto		$k_{mod,I}$	$k_{mod,II}$	
				0,90	0,60	
$f_{m,k}$ [MPa]	24,00	$f_{m,d}$ [MPa]	14,90	9,93		Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa]	16,50	$f_{t,0,d}$ [MPa]	10,24	6,83		Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa]	0,40	$f_{t,90,d}$ [MPa]	0,25	0,17		Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa]	24,00	$f_{c,0,d}$ [MPa]	14,90	9,93		Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa]	2,70	$f_{c,90,d}$ [MPa]	1,68	1,12		Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa]	2,70	$f_{v,d}$ [MPa]	1,68	1,12		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio

$E_{0,mean} = 11600$ [MPa]

Modulo elastico ortogonale medio

$E_{90,mean} = 390$ [MPa]

Modulo elastico parallelo caratteristico

$E_{0,05} = 9400$ [MPa]

Modulo elastico tangenziale medio

$G_{mean} = 720$ [MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica

$\rho_k = 3,80$ [kN/m³]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti

$\gamma_{G1} = 1,30$

Carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{G2} = 1,50$

Carichi variabili

$\gamma_Q = 1,50$

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	2,37	6,27	5,45	8,16	14,90	0,35	1,68	Verificato
II perm.	1,32	3,49	3,04	4,54	9,93	0,19	1,12	Verificato

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	<input type="text" value="L/300"/>	$u_{2,ist,lim}$	=	<input type="text" value="15,33"/>	[mm]
Limite freccia differita :	<input type="text" value="L/200"/>	$u_{net,fin,lim}$	=	<input type="text" value="23,00"/>	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	<input type="text" value="0,20"/>	[-]
Coefficiente		χ	=	<input type="text" value="1,20"/>	[-]
Freccia istantanea (carichi permanenti) :		$u_{1,ist}$	=	<input type="text" value="6,38"/>	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :		$u_{2,ist}$	=	<input type="text" value="4,80"/>	[mm]
Freccia netta finale :		$u_{net,fin}$	=	<input type="text" value="17,05"/>	[mm]

$u_{2,ist}$	=	4,80	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	15,33	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	17,05	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	23,00	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

8.3 CONTROVENTI

I controventi sono stati modellati come elementi resistenti solamente a trazione e la verifica ha riguardato il soddisfacimento della relazione tra la resistenza a trazione e la massima sollecitazione agente sull'elemento.

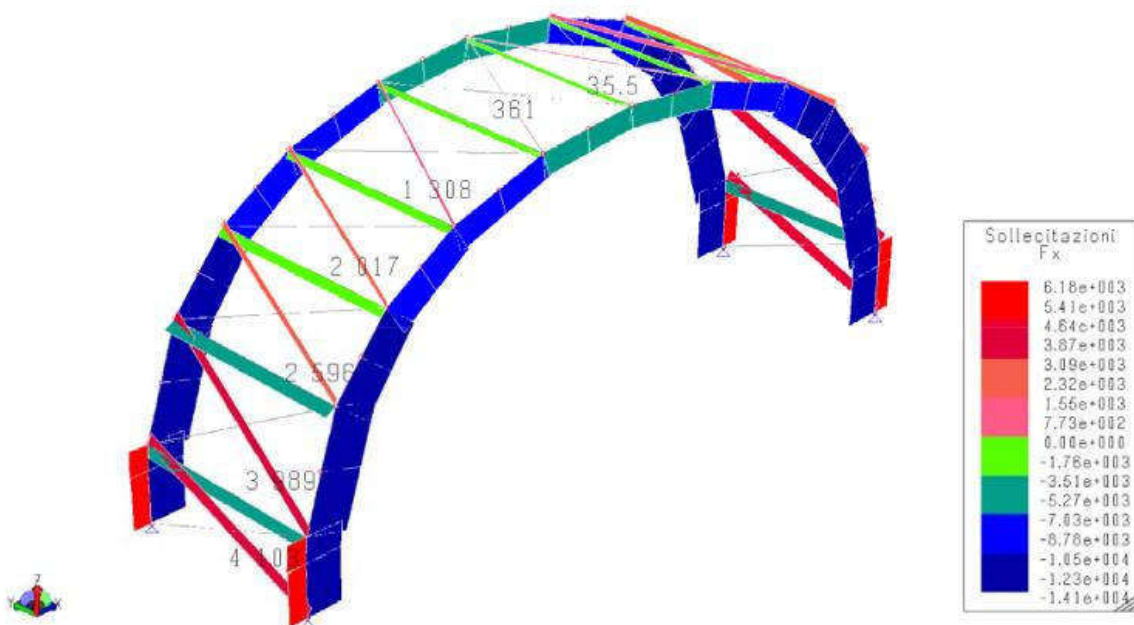
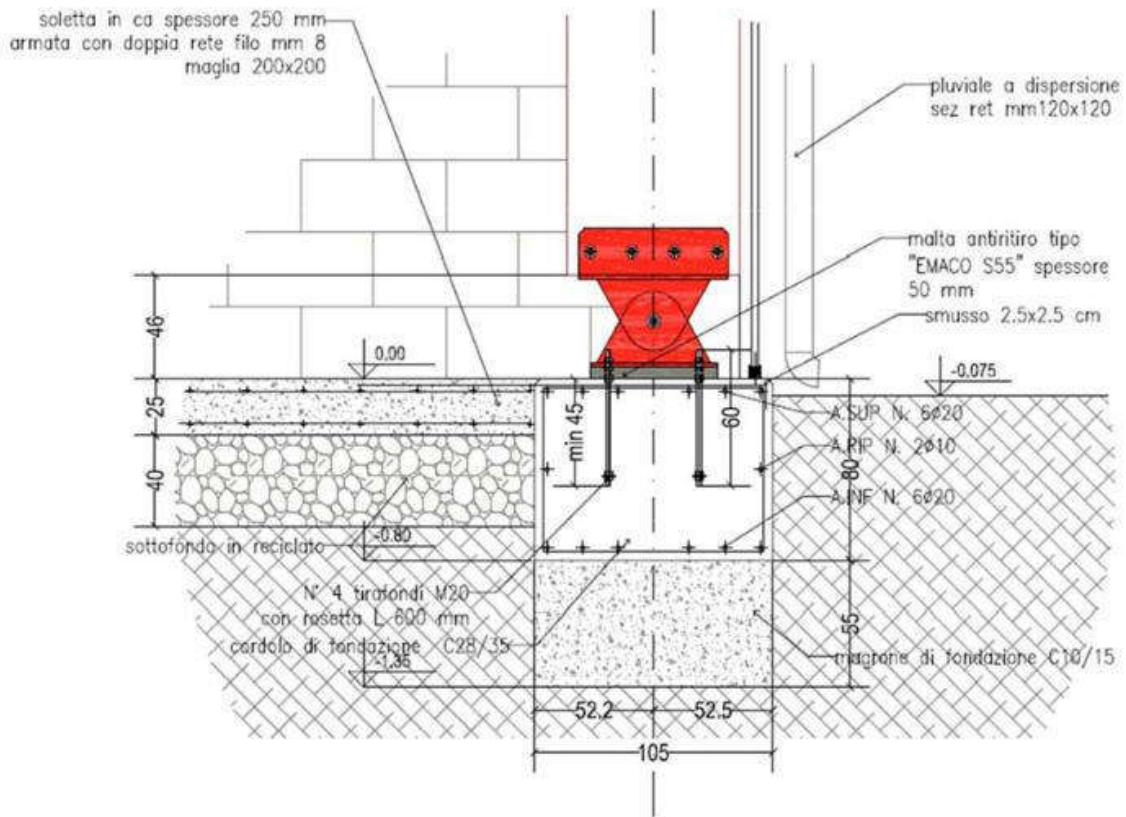


Figura 8-2 - Sollecitazioni sui controventi.

8.4 COLLEGAMENTI

Il collegamento alla base



VERIFICA DEI TIRAFONDI DI BASE "CONDIZIONE PIÙ GRAVOSA VENTO IN DIR X"

N= 56600 N (azione di trazione)

V= 66660 N (azione di taglio)

Tirafondi n° 4φ20

Fvd_b 16650 [N]

Ftd_b 14150 [N]

cl bullone 8.8 ftb 800 [MPa]

Ares 245 [mm²]

A 314,16 [mm²]

γ_{m2} coeff sic unione = 1.25

$$F_{v,Rd} = \begin{cases} \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} & \text{(bulloni classi 4.6, 5.6, 8.8)} \\ \frac{0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} & \text{(bulloni classi 6.8, 10.9)} \\ \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}} & \text{(se il piano di taglio interessa la parte non filettata della vite)} \end{cases}$$

Fvrd 94080,0 [N]

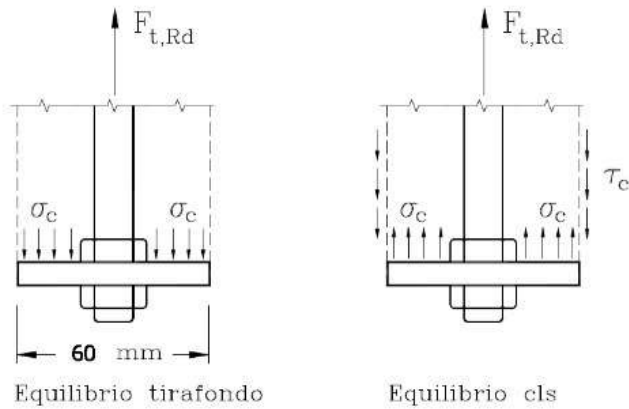
Fvrd' 120637,2 [N] se il piano di taglio interessa la parte non filettata della vite

Fvrd 94080 [N] resistenza di calcolo al taglio della vite

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}}$$

Ftrd 141120 [N] resistenza di calcolo a trazione del bullone

L'ancoraggio con il blocco di fondazione in calcestruzzo è garantito con piastra di estremità che trasmette il tiro mediante compressione del calcestruzzo.



$$A_c = 3.14 \times (60^2 - 20^2) / 4 = 2512 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\text{C25/30} \quad f_{ck} = 25 \text{ [MPa]} \quad f_{cd} = 14.16 \text{ [Mpa]}$$

l'Eurocodice 2 §6.7 "Pressioni localizzate" si può assumere una resistenza a compressione ultima:

$$f_{Rdu} = f_{cd} \sqrt{A_{cl} / A_{c0}} \leq 3.0 \cdot f_{cd}$$

$$f_{Rdu} = 43 \text{ [Mpa]}$$

$$A_c \cdot f_{Rdu} = 2512 \cdot 43 = 108016 \text{ [N]} > F_{td_b} = 14150 \text{ [N]}$$

Si dovrà inoltre verificare che il cilindro di calcestruzzo soggetto all'azione del tirafondo non si "sfili" dal plinto, controllando il valore delle tensioni tangenziali τ

$$f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot (0.3 \cdot f_{ck}^{2/3})$$

$$f_{ctk,0.05} = 1.80 \text{ [MPa]}$$

$$f_{bd} = 2.70 \text{ [MPa]}$$

la lunghezza minima del cilindro di calcestruzzo:

$$l_{\min} = F_{td_b} / (3.14 \times 60 \times 2.70) = 28 \text{ mm}$$