



Finanziato
dall'Unione europea

PROVINCIA
di VARESE



Comune di Tradate

TAVOLA

01 01

P E S T O 1 0 1

CODICE ELABORATO

PROGETTO ESECUTIVO

AFFIDAMENTO DEI SERVIZI DI PROGETTAZIONE DEFINITIVA, ESECUTIVA E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE CON FACOLTA' DI AFFIDAMENTO EX ART. 63 c. 5 D.Lgs. 50/2016 DEL SERVIZIO DI DIREZIONE LAVORI E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE, RELATIVAMENTE ALL'INTERVENTO DI RIGENERAZIONE URBANA DI CAPANNONE INDUSTRIALE PER LA CREAZIONE DI UN NUOVO MUSEO DELLA MOTOCICLETTA FRERA, RISTORANTE, AULE STUDIO BIBLIOTECA PARCHEGGI e SISTEMAZIONI ESTERNE.

CIG CUP C68I21000260001

PROGETTISTI
Arch. Giorgio Pala



Project Building Art s.r.l.

Project Building Art s.r.l.
Via Pavia, 22 - 00161 Roma
P. IVA/C.F. 10355621003
AMMINISTRATORE UNICO
Arch. Pasquale Barone

Ing. Giuseppe CERVAROLO



COLLABORATORI

Arch. Viola D'Ettore
Arch. Cecilia Marati
Arch. Paolo Monesi
Arch. Michele Preiti
Arch. Maria Simonetti
Ing. Ilario Greco
Ing. Rosario Ierardi
Ing. Cosimo Mellone



RUP

DIREZIONE LAVORI

ELABORATO

CORPO IN ACCIAIO - RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO

SCALA

DATA

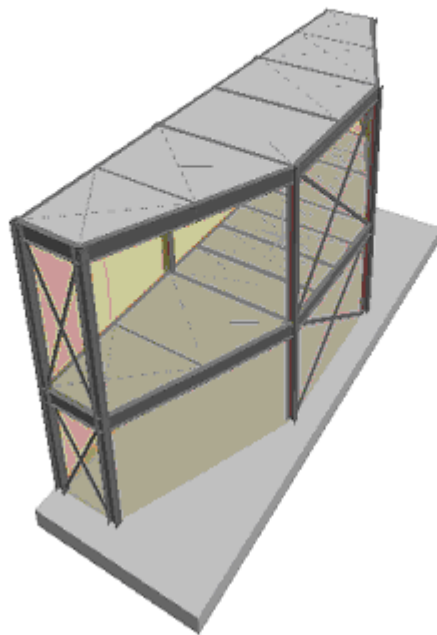
GIUGNO 2023

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
01	MARZO 2023	EMISSIONE PROGETTO DEFINITIVO			
02					
03					
04					

Comune :
PROVINCIA :

Relazione di calcolo

Progetto di nuova struttura ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"



Archivio: Tradate ACC - Data: 09/06/2023

Oggetto:

Committente:	Progettista:	Progettista Strutturale:	Direttore dei Lavori:

1 Introduzione

1.1 Premessa

1.1.1 Cenni sulla casa produttrice del software

La relazione seguente riporta i dati relativi ai criteri di progettazione, alla geometria, alla meccanica della struttura descritta al relativo paragrafo, nonché i relativi risultati dei calcoli strutturali così come ricavati dal calcolatore elettronico tramite l'utilizzo del Software "FaTA-e" prodotto e distribuito da Stacec srl con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi.

FaTA-e è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici tridimensionali multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno (massiccio e/o lamellare) o in muratura.

FaTA-e articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) **preprocessore**: fase di Input dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) **solutore**: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) **post-processore**: fase di verifica degli elementi, creazione degli elaborati grafici e della relazione di calcolo.

1.2 Riferimenti Legislativi.

Tutte le operazioni illustrate nel proseguo, relative all'analisi della struttura ed alle verifiche sugli elementi sono state effettuate in piena conformità alle seguenti norme:

Norme Tecniche C.N.R. 10011:

"Costruzioni di acciaio - Istruzione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione."

Norme C.N.R. 10024:

"Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo."

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003:

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."

Ordinanza del Presidente del Consiglio 3431 - 03/05/2005:

"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003."

UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2:

"Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3:

"Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."

UNI ENV 1998-1-1: Eurocodice 8:

"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-1: Regole generali."

D.M. 17/01/2018:

"Norme tecniche per le costruzioni."

Circolare CSLLPP n. 7 del 21/01/2019:

"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

1.3 Convenzioni, Unità di misura e simboli adottati.

Nei calcoli sono state utilizzate le seguenti unità:

- distanze	: cm
- forze, tagli, e sforzi normali	: daN
- coppie e momenti flettenti	: daNm
- carichi sulle aste	: daN/m
- carichi su superfici	: daN/m ²
- peso specifico	: daN/m ³
- tensioni e resistenze	: daN/m ²
- temperatura	: °C

I simboli adottati hanno il seguente significato:

q	: fattore di comportamento ;
R _{ck}	: Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo;
f _{ck}	: Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo;
E _c	: Modulo elastico secante del calcestruzzo;
E _{ct}	: Modulo elastico a trazione del calcestruzzo
f _{cd}	: Resistenza di calcolo del calcestruzzo;
f _{ctk,0.05}	: Resistenza caratteristica a trazione;
v	: Coefficiente di Poisson;
α _t	: Coefficiente di dilatazione termica;
ps	: peso specifico;
f _{yk}	: Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio;
f _{tk}	: Resistenza caratteristica di rottura dell'acciaio;
f _d	: resistenza di calcolo dell'acciaio;
A	: Superficie della sezione trasversale;
J _x	: Momento di inerzia rispetto all'asse X;
J _y	: Momento di inerzia rispetto all'asse Y;
J _{xy}	: Momento di inerzia centrifugo rispetto agli assi X ed Y;
J _t	: Fattore torsionale;
N	: sforzo normale;
M _T	: Momento Torcente;
M _{XZ}	: Momento Flettente X-Z;
T _{XZ}	: Taglio X-Z;
M _{XY}	: Momento Flettente X-Y;
T _{XY}	: Taglio X-Y;
f	: Frequenza del modo i-esimo;
T	: Periodo del modo i-esimo;
Γ _x	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione x;
Γ _y	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione y;
Γ _z	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione z;
N _{Sd}	: Sforzo Normale sollecitante di calcolo;
M _{SdXZ}	: Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
M _{SdXY}	: Momento Flettente X-Y sollecitante di calcolo;
M _{Ts}	: Momento Torcente sollecitante di calcolo;
V _{SdXZ}	: Taglio X-Z sollecitante di calcolo;
V _{SdXY}	: Taglio X-Y sollecitante di calcolo;
N _{Rd}	: Sforzo Normale resistente di calcolo;
M _{RdXZ}	: Momento Flettente X-Z resistente di calcolo;
M _{RdXY}	: Momento Flettente X-Y resistente di calcolo;
M _{T_R}	: Momento Torcente resistente di calcolo;
V _{RdXZ}	: Taglio X-Z resistente di calcolo;
V _{RdXY}	: Taglio X-Y resistente di calcolo;
σ _c	: Tensioni del calcestruzzo;
σ _s	: Tensioni delle armature;

$\sigma_{c,lim}$: Tensioni limite del calcestruzzo;
 $\sigma_{s,lim}$: Tensioni limite dell'acciaio;
 f/l : rapporto freccia/lunghezza;
 f_{lim} : valore limite del rapporto freccia/lunghezza;

2 Descrizione del Modello.

2.1 Modello assunto per il calcolo.

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare.

Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Gli elementi finiti utilizzabili ai fini della corretta modellazione della struttura verranno descritti di seguito.

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcato rigido, in funzione della reale presenza di solai continui atti ad irrigidire tutto l'impalcato.

Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso.

Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico, e le procedure di verifica saranno descritte di seguito.

Riferimento globale e locale.

La struttura viene definita utilizzando una terna di assi cartesiani formanti un sistema di riferimento levogiro, unico per tutti gli elementi e chiamato "globale". Localmente esiste un ulteriore sistema di riferimento, detto appunto "locale", utile alla definizione delle caratteristiche di rigidità dei singoli elementi.

I due sistemi di riferimento sono correlati da una matrice, detta di rotazione.

Modellazione geometrica della struttura.

Il modello geometrico (mesh) della struttura è basato sull'utilizzo dei seguenti elementi:

- Nodi

Si definiscono nodi, entità geometriche determinate tramite le tre coordinate nel riferimento globale.

I nodi, nello spazio tridimensionale, posseggono tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali.

Essi sono posizionati in modo da definire gli estremi degli elementi finiti e, di regola, in ogni discontinuità strutturale, di carico, di caratteristiche meccaniche, di campo di spostamento.

- Vincoli e Molle

I gradi di libertà possono essere vincolati, bloccando il cinematismo nella direzione voluta o assegnando "molle" applicate ai nodi tramite valori di rigidità finiti.

Un vincolo assegna a priori un valore di spostamento nullo, e quindi la variabile corrispondente viene eliminata.

- Vincoli interni

Tali vincoli servono a definire le modalità di trasmissione degli sforzi dall'elemento finito ai nodi. Ciò viene associato al concetto di trasferimento della rigidità.

Generalmente l'elemento considerato è rigidamente connesso ai nodi che lo definiscono, in modo da bloccare tutti i gradi di libertà relativi. E' possibile, comunque "rilasciare" le caratteristiche delle sollecitazioni, in modo da svincolare i gradi di libertà corrispondenti. Nel caso particolare, il modello utilizzato consente di svincolare le tre rotazioni intorno agli assi locali dell'asta.

- Aste

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo delimitate da due nodi (i nodi di estremità).

Per questi elementi generalmente la funzione interpolante è quella del modello analitico per cui la mesh non influisce sensibilmente sulla convergenza.

Le aste sono dotate di rigidezza assiale, flessionale, e a taglio, secondo il modello classico della trave inflessa di Eulero-Bernoulli.

Alla singola asta è possibile associare una sezione costante per tutta la sua lunghezza.

- Asta su suolo elastico

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo, di definizione simile alle aste. Sono utili a modellare travi di fondazione, considerate poggianti su suolo alla Winkler, e reagenti sia rispetto alle componenti traslazionali di cinematico, sia rotazionali.

- Lastra-Piastra

Si tratta di elementi finiti bidimensionali, definiti da tre o quattro nodi, posti ai vertici rispettivamente di un triangolo o di un quadrilatero irregolare. La geometria reale dell'elemento viene ricondotta ad un triangolo rettangolo (elemento a tre nodi) o ad un quadrato definito nella trattazione isoparametrica.

L'elemento lastra-piastra non ha rigidezza per la rotazione intorno all'asse perpendicolare al suo piano e viene trattato secondo la teoria di Mindlin-Reissner. Nel modello considerato si tiene conto dell'accoppiamento tra azioni flessionali e membranali.

- Forze e coppie concentrate

Per la risoluzione statica della struttura, tutti i carichi applicati agli elementi vengono trasferiti ai nodi. Ciò avviene in automatico per il peso delle aste, delle piastre, delle pareti, dei pannelli di carico presenti sulle aste e per la distribuzione di carico applicate

agli elementi bidimensionali.

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di forze e coppie ai nodi.

Le forze sono dirette lungo le tre direzioni del sistema di riferimento globale ed in entrambi i versi per ogni direzione.

Le coppie concentrate sono riferite ai tre assi del riferimento globale, in entrambi i versi di rotazione di ciascun asse.

- Carichi distribuiti

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di carichi ripartiti sulle aste e di distribuzione di carico su piastre e pareti.

I carichi ripartiti sulle aste possono essere riferite sia al riferimento globale, sia al riferimento locale, lungo le tre direzioni ed in entrambe i versi. E' possibile anche introdurre carichi distribuiti torcenti agenti intorno all'asse dell'asta ed in entrambe i versi di rotazione.

Tutti i tipi di carico ripartito devono avere forma trapezia.

Sugli elementi bidimensionali, che fanno parte della mesh di piastre e pareti, è possibile assegnare una distribuzione uniforme, avente le caratteristiche di una pressione diretta ortogonalmente all'elemento.

- Pannelli di carico

Il pannello di carico è un concetto legato alla reale distribuzione di carichi gravanti sulle aste. Ne fanno parte: solai, balconi, scale.

Da tali pannelli, di forma irregolare come definiti dalla geometria dell'input, si passa alla quantificazione dei carichi trapezoidali ripartiti sulle aste. Per meglio simulare l'effetto dei pannelli, vengono generati in modo automatico anche dei carichi ripartiti torcenti, anch'essi di forma trapezia, relativi ai carichi distribuiti equivalenti al pannello.

- Sezioni

Le sezioni assegnabili alle aste sono definite attraverso le caratteristiche geometrico-elastiche, i moduli di resistenza plastici (sezioni in acciaio) ed il materiale.

Materiali.

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione, e tutte le caratteristiche meccaniche, riepilogate in seguito, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

Matrici di calcolo della struttura.

Dalla discretizzazione geometrica della struttura vengono definite le matrici utili a studiare il comportamento globale della struttura in esame.

- Matrice di rigidezza

Tale matrice viene costruita partendo dalla matrice di rigidezza espressa nel sistema di riferimento locale dell'elemento considerato. Attraverso un'operazione di trasformazione, mediante la matrice di rotazione, viene riferita al sistema di

riferimento globale. L'ultima operazione consiste nell'"assemblaggio" delle singole matrici di ogni elemento, in modo da formare un'unica matrice relativa all'intera struttura.

- *Matrice delle masse*

La generazione della matrice globale è del tutto analoga a quella sopra descritta per la matrice di rigidezza. La matrice delle masse è di tipo "consistent" e considera l'effettiva distribuzione delle masse della struttura. Come definito dalla normativa, alle masse relative ai carichi permanenti, viene aggiunta un'aliquota delle masse equivalenti ai carichi d'esercizio.

2.2 Tipo di calcolo.

ANALISI ORIZZONTALE DINAMICA LINEARE

Il calcolo risolutivo della struttura è stato effettuato utilizzando un sistema di equazioni lineari (di dimensioni pari ai gradi di libertà), secondo la relazione:

$$\underline{u} = [\underline{K}]^{-1} \underline{F}$$

dove: \underline{F} = vettore dei carichi risultanti applicate ai nodi;
 \underline{u} = vettore dei cinematismi nodali;
 $[\underline{K}]$ = matrice di rigidezza globale.

Tale analisi è stata ripetuta per tutte le condizioni presenti sulla struttura, identificati dai vettori dei carichi relativi a:

- carichi permanenti;
- carichi d'esercizio;
- delta termico;
- carichi utente;
- torsioni accidentali;

I valori delle eccentricità accidentali per le torsioni sono i seguenti:

Imp. Reale	Torsioni Accidentali	
	e _x [cm]	e _y [cm]
1	29.5	102.2
2	29.5	102.2

Per ogni impalcato reale si riportano i dati relativi alle rigidezze e ai baricentri:

Imp. Reale	Rigidezze			Centro Massa		Centro Rigidezza	
	Rig X [kN/cm]	Rig Y [kN/cm]	Rig. Tors. [kNcm]	X [cm]	Y [cm]	xR [cm]	yR [cm]
1	972	1618	601997912	234.3	986.9	513.9	587.5
2	536	989	483804792	237.0	985.8	541.9	926.0

L'analisi sismica nella componente orizzontale è basata sulla teoria ed i concetti propri dell'analisi modale.

L'analisi modale consente di determinare le oscillazioni libere della struttura discretizzata.

Tali modi di vibrare sono legati agli autovalori e autovettori del sistema dinamico generalizzato, che può essere riassunto in:

$$[\underline{K}] \{a\} = \omega^2 [\underline{M}] \{a\}$$

dove: $[\underline{K}]$ = matrice di rigidezza globale
 $[\underline{M}]$ = matrice delle masse globale
 $\{a\}$ = autovettori (forme modali)
 ω^2 = autovalori del sistema generalizzato

La frequenza (f) dei modi di vibrare è calcolata mediante la seguente formula:

$$f = \omega / 2\pi$$

Relazione di calcolo -

Il periodo (T) è calcolato come:

$$T = 1 / f$$

I "fattori di partecipazione modali" possono essere calcolati mediante la seguente formula:

$$\Gamma_i = \phi_i^T [M] \underline{d}$$

dove: ϕ_i = autovettori normalizzati relativi al modo i-esimo
 \underline{d} = vettore di trascinato (o di direzione di entrata del sisma)

Per ogni direzione del sisma vengono scelti i modi efficaci al raggiungimento del valore imposto dalla normativa (85%). Il parametro di riferimento è il "fattore di partecipazione delle masse", la cui formulazione è:

$$\Lambda_{xi} = \Gamma_i^2 / M_{tot}$$

I cinematismi modali vengono calcolati come:

$$\underline{u} = \phi_i \Gamma_i S_d(T_i) / \omega_i^2$$

dove: $S_d(T_i)$ = ordinata spettro di risposta orizzontale o verticale.
 ω^2 = autovalore del modo i-esimo

Gli effetti relativi ai modi di vibrare, vengono combinati utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)}$$

dove: ρ_{ij} = $(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 8\xi^2 \beta_{ij}^2)$ coefficiente di correlazione tra il modo i-esimo ed il modo j-esimo;
 ξ = coefficiente di smorzamento viscoso;
 β_{ij} = rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia di modi (f_i / f_j)
 $E_i E_j$ = effetti considerati in valore assoluto.

La condizione "Torsione Accidentale" contiene il momento torcente generato dalla forza sismica di piano per l'eccentricità calcolata in funzione della dimensione massima dell'ingombro in pianta nella direzione ortogonale a quella considerata.(5%).

I modi di vibrare del calcolo in oggetto sono i seguenti:

SLV-SLC

Modo	Direzione X			Direzione Y		
	f [Hz]	T [s]	Λ_x %	f [Hz]	T [s]	Λ_y %
1	16.078	0.062	32.6	16.333	0.061	35.3
2	16.333	0.061	25.2	3.448	0.290	16.8
3	2.614	0.383	23.4	16.078	0.062	16.0
4	3.448	0.290	3.9	5.339	0.187	7.3
5	-	-	-	17.429	0.057	5.8
6	-	-	-	5.388	0.186	4.5
Totale Λ_x (>=85%)			85.1	Totale Λ_y (>=85%)		85.8

SLD-SLO

Modo	Direzione X			Direzione Y		
	f [Hz]	T [s]	Λ_x %	f [Hz]	T [s]	Λ_y %
1	16.078	0.062	32.6	16.333	0.061	35.3
2	16.333	0.061	25.2	3.448	0.290	16.8
3	2.614	0.383	23.4	16.078	0.062	16.0
4	3.448	0.290	3.9	5.339	0.187	7.3
5	-	-	-	17.429	0.057	5.8

6	-	-	-	5.388	0.186	4.5
	Totale Δx ($\geq 85\%$)		85.1	Totale Δy ($\geq 85\%$)		85.8

2.3 Condizioni di carico valutate

Dati Condizioni.

Nella seguente tabella vengono riportati i dati per la definizione delle condizioni di carico:

Azione	Tipo	Durata
Car. perm. strutt. (Gk1)	C.Perm. (Gk)	Permanente
Car. perm. non strutt. (Gk2)	C.p. non str. (Gk2)	Permanente
Carichi d'esercizio (Qk)	C. Ese. (Qk)	Lunga
Δt	Carico termico	Breve
Torsione Accidentale X	Azione Sismica	Istantanea
Torsione Accidentale Y	Azione Sismica	Istantanea
Sisma X	Azione Sismica	Istantanea
Sisma Y	Azione Sismica	Istantanea
Sisma Z	Azione Sismica	Istantanea
Vento (+X)	Vento	Breve
Vento (-X)	Vento	Breve
Vento (+Y)	Vento	Breve
Vento (-Y)	Vento	Breve
Neve	Neve	Breve

Coefficienti di combinazione.

Nella seguente tabella vengono riportati i coefficienti di combinazione da normativa, relativi agli stati limite ultimi (SLV) e di danno (SLD):

Impalcato	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Fondazione	Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8	0.6	0.5	0.0
Piano 1	Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8	0.6	0.5	0.0
Piano 2	Categoria H: Coperture	0.0	0.0	0.0	0.6	0.5	0.0

Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0

Tutte le combinazioni sono da intendersi come somma dell'effetto considerato. Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di salvaguardia della vita essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Comb.	Elementi della Struttura								
	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0

Relazione di calcolo -

5*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi_2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0
U1	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U3	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U4	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U5	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U6	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U7	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U8	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U9	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U10	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U11	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U12	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U13	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U14	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.90	0.00	0.00	0.00	0.75
U2	0.90	0.00	0.00	0.00	1.50
U3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.75
U4	0.00	0.90	0.00	0.00	0.75
U5	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50
U6	0.00	1.50	0.00	0.00	0.75
U7	0.00	0.00	0.90	0.00	0.75
U8	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
U9	0.00	0.00	1.50	0.00	0.75
U10	0.00	0.00	0.00	0.90	0.75
U11	0.00	0.00	0.00	0.90	1.50
U12	0.00	0.00	0.00	1.50	0.75
U13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
U14	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5*	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0
U1	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U3	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U4	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U5	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U6	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U7	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U8	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U9	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U10	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U11	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U12	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U13	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U14	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5*	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.90	0.00	0.00	0.00	0.75
U2	0.90	0.00	0.00	0.00	1.50
U3	1.50	0.00	0.00	0.00	0.75

U4	0.00	0.90	0.00	0.00	0.75
U5	0.00	0.90	0.00	0.00	1.50
U6	0.00	1.50	0.00	0.00	0.75
U7	0.00	0.00	0.90	0.00	0.75
U8	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
U9	0.00	0.00	1.50	0.00	0.75
U10	0.00	0.00	0.00	0.90	0.75
U11	0.00	0.00	0.00	0.90	1.50
U12	0.00	0.00	0.00	1.50	0.75
U13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
U14	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Danno

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di danno possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Operatività

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di operatività possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Elementi della Struttura									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	0	0	0	0	0	0
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}	0	0	0	0	0
5	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	γ_{Gs}	γ_{G2s}	$\Psi 2\gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0

8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi_0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi_0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi_0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi_0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi_2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve

1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

ELEMENTO	SLV						SLD						SLO					
	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}
ELEMENTO	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ELEMENTO	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Combinazioni per le verifiche allo Stato limite di esercizio

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di esercizio possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Combinazioni Caratteristiche:

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	1.00	1.00
U3	1.00	1.00	1.00	0.60
U4	1.00	1.00	1.00	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	1.00	1.00
U7	1.00	1.00	1.00	0.60
U8	1.00	1.00	1.00	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	1.00	1.00
U11	1.00	1.00	1.00	0.60
U12	1.00	1.00	1.00	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	1.00	1.00
U15	1.00	1.00	1.00	0.60
U16	1.00	1.00	1.00	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60
U18	1.00	1.00	1.00	-1.00
U19	1.00	1.00	1.00	-0.60
U20	1.00	1.00	1.00	-0.60
U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	1.00	-1.00
U23	1.00	1.00	1.00	-0.60

U24	1.00	1.00	1.00	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	1.00	-1.00
U27	1.00	1.00	1.00	-0.60
U28	1.00	1.00	1.00	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	1.00	-1.00
U31	1.00	1.00	1.00	-0.60
U32	1.00	1.00	1.00	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	1.00	1.00
U35	1.00	1.00	1.00	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	1.00	-1.00
U38	1.00	1.00	1.00	-0.60

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U2	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U4	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U5	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U6	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U7	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U8	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U9	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U10	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U11	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U12	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U13	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U14	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U15	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U16	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U17	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U18	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U21	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U22	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U23	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U24	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U25	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U26	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U27	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U28	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U29	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U31	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U32	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
U36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U38	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. esc.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	1.00	1.00

U3	1.00	1.00	1.00	0.60
U4	1.00	1.00	1.00	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	1.00	1.00
U7	1.00	1.00	1.00	0.60
U8	1.00	1.00	1.00	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	1.00	1.00
U11	1.00	1.00	1.00	0.60
U12	1.00	1.00	1.00	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	1.00	1.00
U15	1.00	1.00	1.00	0.60
U16	1.00	1.00	1.00	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60
U18	1.00	1.00	1.00	-1.00
U19	1.00	1.00	1.00	-0.60
U20	1.00	1.00	1.00	-0.60
U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	1.00	-1.00
U23	1.00	1.00	1.00	-0.60
U24	1.00	1.00	1.00	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	1.00	-1.00
U27	1.00	1.00	1.00	-0.60
U28	1.00	1.00	1.00	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	1.00	-1.00
U31	1.00	1.00	1.00	-0.60
U32	1.00	1.00	1.00	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	1.00	1.00
U35	1.00	1.00	1.00	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	1.00	-1.00
U38	1.00	1.00	1.00	-0.60

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U2	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U4	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U5	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U6	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U7	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U8	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U9	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U10	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U11	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U12	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U13	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U14	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U15	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U16	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U17	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U18	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U21	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U22	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U23	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U24	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U25	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U26	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U27	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U28	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00

U29	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U31	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U32	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
U36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U38	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_0\gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	1.00	1.00
U3	1.00	1.00	1.00	0.60
U4	1.00	1.00	1.00	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	1.00	1.00
U7	1.00	1.00	1.00	0.60
U8	1.00	1.00	1.00	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	1.00	1.00
U11	1.00	1.00	1.00	0.60
U12	1.00	1.00	1.00	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	1.00	1.00
U15	1.00	1.00	1.00	0.60
U16	1.00	1.00	1.00	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60
U18	1.00	1.00	1.00	-1.00
U19	1.00	1.00	1.00	-0.60
U20	1.00	1.00	1.00	-0.60
U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	1.00	-1.00
U23	1.00	1.00	1.00	-0.60
U24	1.00	1.00	1.00	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	1.00	-1.00
U27	1.00	1.00	1.00	-0.60
U28	1.00	1.00	1.00	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	1.00	-1.00
U31	1.00	1.00	1.00	-0.60
U32	1.00	1.00	1.00	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	1.00	1.00
U35	1.00	1.00	1.00	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	1.00	-1.00
U38	1.00	1.00	1.00	-0.60

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U2	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U4	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U5	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U6	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U7	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50

U8	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U9	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U10	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U11	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U12	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U13	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U14	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U15	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U16	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U17	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U18	0.60	0.00	0.00	0.00	0.50
U19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U20	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00
U21	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U22	0.00	0.60	0.00	0.00	0.50
U23	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
U24	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00
U25	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U26	0.00	0.00	0.60	0.00	0.50
U27	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
U28	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00
U29	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U30	0.00	0.00	0.00	0.60	0.50
U31	0.00	0.00	0.00	1.00	0.50
U32	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00
U33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
U36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
U38	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Combinazioni Frequenti:

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_1\gamma_{Qns}$
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_1\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	0.80	0.00
U2	1.00	1.00	0.80	0.00
U3	1.00	1.00	0.80	0.00
U4	1.00	1.00	0.80	0.00
U5	1.00	1.00	0.80	0.00
U6	1.00	1.00	0.80	0.00

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
U3	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
U4	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
U5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
U6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_1\gamma_{Qns}$
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_1\gamma_{Qns}$

U1	1.00	1.00	0.80	0.00
U2	1.00	1.00	0.80	0.00
U3	1.00	1.00	0.80	0.00
U4	1.00	1.00	0.80	0.00
U5	1.00	1.00	0.80	0.00
U6	1.00	1.00	0.80	0.00

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
U3	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
U4	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
U5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
U6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_1\gamma_{Qns}$
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_1\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	0.80	0.00
U2	1.00	1.00	0.80	0.00
U3	1.00	1.00	0.80	0.00
U4	1.00	1.00	0.80	0.00
U5	1.00	1.00	0.80	0.00
U6	1.00	1.00	0.80	0.00

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U1	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
U3	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
U4	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
U5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
U6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20

Combinazioni quasi permanenti :

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$

2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$
---	----------------	-----------------	----------------------	-----------------------

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione				
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

SLE															
	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
ELEMENTO	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}
ELEMENTO	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ELEMENTO	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

2.4 Procedura di Verifica degli elementi.

2.4.1 Elementi in C.A. .

Le Verifiche relative alle strutture in C.A. si possono riassumere, in funzione degli elementi considerati, nei seguenti tipi:

- Pilastri

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di:

- PressoTensoFlessione Deviata
- Taglio
- Stabilità
- Stato tensionale

- Travi

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Deformabilità
- Stato tensionale

- Fessurazione

- Travi di fondazione

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- PressoTensoFlessione Deviata

Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Sforzo Normale, Momento Flettente X-Z, Momento Flettente X-Y.

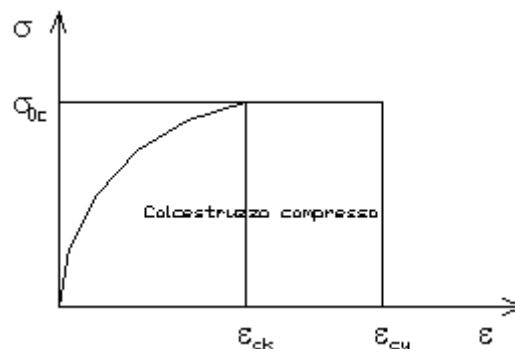
La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso la conoscenza:

- del comportamento meccanico della sezione in esame;
- delle caratteristiche dei materiali di cui è composta;
- dei coefficienti di sicurezza forniti dalla normativa seguita.

Il calcolo è condotto nelle ipotesi che:

1. Le sezioni rimangano piane fino a rottura;
2. Ci sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
3. La deformazione massima del calcestruzzo compresso è pari a 0.0035 nel caso di flessione semplice e composta; con asse neutro reale mentre è pari a 0.002 nel caso di compressione semplice;
4. La deformazione massima per l'acciaio teso sia pari a 0.01;
5. Il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per il calcestruzzo è di tipo parabola-rettangolo come indicato nella seguente figura:



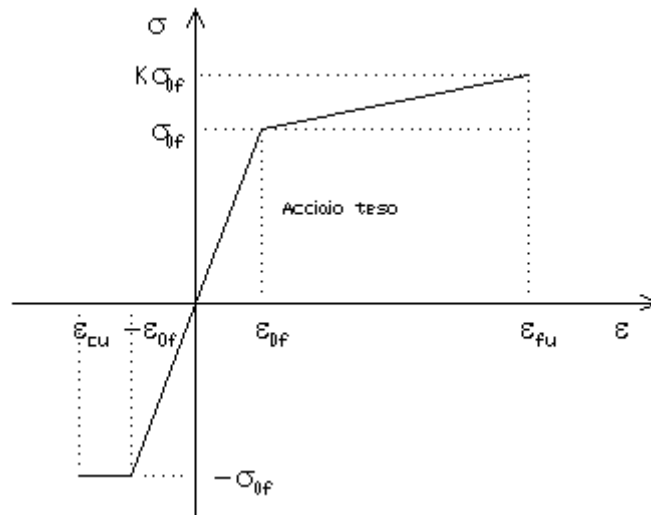
dove: $\epsilon_{ck} = 0.002$;
 $\epsilon_{cu} = 0.0035$;
 $\sigma_{0c} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$;
 R_{ck} = resistenza caratteristica del calcestruzzo;
 $\gamma_{m,c}$ = coefficiente di materiale del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

$$\epsilon < \epsilon_{ck} : \sigma(\epsilon) = 1000 \cdot \sigma_{0c} \cdot \epsilon \cdot (1 - 250 \cdot \epsilon);$$

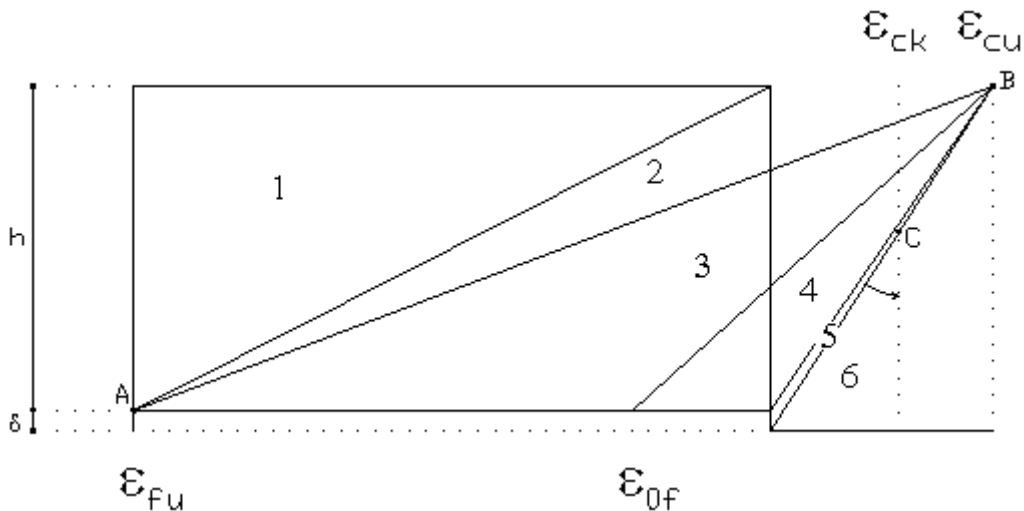
$$\epsilon_{ck} < \epsilon < \epsilon_{cu} : s(\sigma) = \sigma_{0c};$$

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove: $\epsilon_{0f} = \sigma_{0f} / E$;
 E = Modulo di elasticità dell'acciaio;
 σ_{0f} = resistenza di calcolo dell'acciaio;
 k = rapporto di sovrarresistenza (se è pari ad 1 il comportamento è bilineare elastico-perfettamente plastico);
 f_{yk} = Resistenza caratteristica dell'acciaio;
 γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio;
 ϵ_{fu} = deformazione ultima dell'acciaio;
 ϵ_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;

Le limitazioni delle deformazioni unitarie per il conglomerato e per l'acciaio conducono a definire sei diversi campi (o regioni) nei quali potrà trovarsi la retta di deformazione specifica. Tali campi sono descritti nel seguente modo:



Campo 1 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ϵ_{fu} . Il diagramma delle deformazioni specifiche appartiene ad un fascio di rette passanti per il punto (A) mentre la distanza dall'asse neutro potrà variare da $-\infty$ a 0. È il caso di trazione semplice o con piccola eccentricità; la sezione risulta interamente tesa. La crisi si ha per cedimento dell'acciaio teso.

Campo 2 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ϵ_{fu} e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso (ϵ_{cu}) mentre la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso può variare da 0 a $0.259h$. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 3 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è ancora deformata in campo plastico. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 4 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è sollecitata con tensioni inferiori allo snervamento e può risultare anche scarica. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 5 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B) mentre la distanza dell'asse neutro varia da h ad $h+d$. L'armatura in tale regione è sollecitata a compressione e pertanto tutta la sezione è compressa; è questo il caso della flessione composta.

Campo 6 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato compresso che varia fra ϵ_{cu} e ϵ_{ck} . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e $-\infty$. La distanza di (C) dal lembo superiore vale $3h/7$. La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

- Taglio

Il calcolo del taglio viene eseguito secondo il metodo di Ritter-Morsch.
Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, deve risultare:

$$V_{Sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Rcd}]$$

dove:

- V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;
- $V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$;
- $V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$;
- d : altezza utile della sezione;
- A_{sw} : area dell'armatura trasversale;
- s : passo dell'armatura trasversale;;
- f_{yd} : resistenza a snervamento dell'acciaio;
- b_w : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

Il contributo delle armature a taglio è somma del contributo delle staffe e degli eventuali sagomati. In ogni caso l'aliquota massima che può essere affidata ai sagomati è il 50% dello sforzo di taglio massimo.

- Stabilità

La verifica di instabilità degli elementi snelli in c.a. viene condotta attraverso un'analisi del secondo ordine che tiene in conto degli effetti flessionali dell'azione assiale sulla configurazione deformata degli elementi stessi.
Si sono assunti legami fra le azioni interne e le deformazioni che mettono in conto il comportamento non lineare dei materiali e si è trascurato il contributo del calcestruzzo teso.

Il valore limite della snellezza per ogni colonna è stato assunto pari a:

$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

dove:

- $v = N_{ed} / (A_c f_{cd})$
- $C = 1.7 - r_m$
- $r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave ($|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza della colonna da confrontare con λ_{lim} è pari a:

$$\lambda = \lambda_0 / i$$

λ_0 è la lunghezza libera d'inflessione definita in base ai vincoli di estremità ed i il raggio d'inerzia della sezioni in calcestruzzo non fessurato.

Con riferimento al punto 4.1.2.3.9.3 del D.M. 17/01/2018 in aggiunta al momento sollecitante esterno viene sommata un'aliquota dovuta ad un'eccentricità dello sforzo normale pari a $1/300$ dell'altezza della colonna (difetto di rettilineità).

In aggiunta viene considerata un'aliquota aggiuntiva che tenga conto dell'inflessione della colonna pari a $e_2 := 0.222 e_{fy} l_0^2/h$.

- Stato tensionale

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio. Il calcolo delle tensioni si ottiene sfruttando le ipotesi tradizionali per il calcolo del cemento armato ordinario, e cioè:

1. assunzione dei materiali elastico lineari;
2. conservazione delle sezioni piane al crescere dei carichi;
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. resistenza nulla a trazione del calcestruzzo;

Inoltre può essere stabilito un coefficiente di omogeneizzazione diverso dal valore ordinario.

Le tensioni di esercizio si possono calcolare considerando le combinazioni di carico caratteristica, frequente e quasi permanente.

La verifica consiste nel confrontare le tensioni di calcolo con quelle limite dei materiali.

- Fessurazione

Poiché la fessurazione in strutture in cemento armato ordinario è quasi inevitabile, bisogna limitare tali entità in modo da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura.

La fessurazione può essere limitata assicurando un minimo di area di armatura longitudinale che può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} (A_{ct} / \sigma_s)$$

dove:

- A_s : area di armatura nella zona tesa;
- k_c : coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni nella sezione subito prima la fessurazione. Assume valore 0.4 per flessione senza compressione assiale, e 1 per trazione;
- k : coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi;
- $f_{ct,eff}$: resistenza efficace a trazione della sezione al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. In mancanza di dati si utilizza il valore di 3 N/mm²;
- A_{ct} : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;
- σ_s : massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura.

Il calcolo delle ampiezze delle fessure si effettua considerando anche la parte di calcestruzzo reagente a trazione utilizzando la seguente espressione:

$$W_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

- W_k : ampiezza di calcolo delle fessure;
- β : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;
- s_{rm} : distanza media finale tra le fessure;
- ε_{sm} : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro;

La quantità ε_{sm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

dove:

- σ_s : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;
- E_s : modulo elastico dell'acciaio;
- σ_{sr} : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;
- β_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;
- β_2 : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

La quantità s_{rm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 (\phi / \rho_f)$$

dove:

k_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per trazione pura;

ϕ : diametro delle barre in mm. Se si utilizzano più diametri si utilizza il diametro medio.

La fessurazione causata dalle azioni tangenziali si considera contenuta in limiti accettabili se si adotta un passo delle staffe. Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

- Verifiche a deformabilità

Per il calcolo della deformabilità di elementi inflessi si utilizza il metodo che pesa le curvature nelle due situazioni caratteristiche degli elementi in c.a. ("I" sezione integra; "II" sezione fessurata). A tale riguardo la curvatura in una generica sezione può essere valutata con la seguente relazione:

$$\theta = (1-\zeta) \theta_I + \zeta \theta_{II}$$

dove ζ rappresenta l'effetto irrigidente del calcestruzzo tra due fessure consecutive (tension stiffening):

$$\zeta = 1 - c(M_{cr}/M)^2$$

dove:

c : pari a 1 per carichi permanenti;

M_{cr} : momento di prima fessurazione;

M : momento sollecitante.

Per calcolare la freccia di un elemento, si divide in "n" conci uguali e si calcola la curvatura di ogni concio riferita alla coordinata x_i . La freccia relativa alla sezione x_j è pari a:

$$\delta_j = \varphi_A x_j - \sum (x_j - x_i) \theta_i \Delta x$$

dove:

φ_A : rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;

l : lunghezza dell'elemento;

Δx : lunghezza del concio;

θ_i : curvatura relativa al concio.

- Particolari prescrizioni per pareti non dissipative

Le pareti non dissipative sono state progettate utilizzando le sollecitazioni relative allo spettro elastico ($q = 1$).

2.4.2 Elementi in Acciaio.

- VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza per gli elementi in acciaio risultano così organizzate:

Verifica di resistenza delle aste tese;

Verifica di resistenza delle aste compresse;

Verifica di resistenza delle aste inflesse;

Verifica di resistenza delle aste soggette ad azione tagliante;

Verifica di resistenza delle aste soggette ad azione tagliante e flettente;

Verifica di resistenza delle aste pressoinflesse;

La filosofia introdotta dall'Eurocodice 3 conduce a classificare le sezioni secondo il seguente prospetto

Sezione di Classe 1	Sezioni trasversali in grado di generare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta dall'analisi plastica senza alcuna riduzione di resistenza
Sezione di Classe 2	Sezioni trasversali in grado di raggiungere il proprio momento resistente plastico ma con una capacità rotazionale limitata
Sezione di Classe 3	Sezioni trasversali in grado di raggiungere il momento resistente elastico e dunque il valore di snervamento secondo una distribuzione lineare delle tensioni. Il momento resistente plastico non risulta raggiungibile per l'insorgere di fenomeni di instabilità locale
Sezione di Classe 4	Sezioni trasversali non in grado di raggiungere il momento resistente elastico e dunque con capacità di resistenza ridotte in seguito a fenomeni di instabilità locale

Per le sezioni sottili di classe 4 la normativa prevede la definizione e l'utilizzo delle grandezze efficaci degli elementi compressi per il calcolo delle proprietà elastiche degli stessi (proprietà efficaci). Di fatto l'utilizzo delle grandezze efficaci porta a considerare gli effetti dei fenomeni di instabilità locale tramite una riduzione (tanto più consistente quanto più la sezione risulta compressa) delle parti reagenti della sezione trasversale.

Verifiche Plastiche

Trazione

La verifica consiste nell'accertare che risulti:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

dove:

N_{Ed} : azione di trazione di progetto;

$N_{t,Rd}$: resistenza a trazione di progetto calcolata come indicato in seguito.

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$

dove:

$N_{pl,Rd}$: resistenza plastica di progetto;

$N_{u,Rd}$: resistenza ultima di progetto.

Inoltre

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{nett} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

Dove, ancora:

A: area lorda della sezione;

A_{nett} : netta della sezione;

f_u, f_y : sono le tensioni di rottura e di snervamento dell'acciaio;

γ_{M0}, γ_{M2} : sono coefficienti riduttivi.

Compressione

La verifica consiste nell'accertare che risulti:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

dove:

N_{Ed} : è l'azione di compressione di progetto;

$N_{c,Rd}$: è la resistenza a compressione di progetto calcolata come indicato in seguito.

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Per sezioni di classe 4}$$

Dove, ancora:

A: area lorda della sezione;

A_{eff} : area efficace della sezione;

f_y : tensione di snervamento dell'acciaio;

γ_{M0} , γ_{M1} : coefficienti riduttivi.

Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante in ogni sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} \leq 1$$

$V_{pl,Rd}$ è il valore del taglio resistente di progetto assunto pari a:

$$V_{pl,Rd} = (A_t \cdot f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Dove, ancora:

A_t : area resistente al taglio della sezione;

f_y : tensione di snervamento dell'acciaio;

γ_{M0} : coefficiente riduttivo.

Flessione

Si verifica in questo caso che il valore del momento flettente di progetto in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale analizzata soddisfi la seguente relazione:

$$M_{Sd} / M_{Rd} \leq 1$$

dove:

M_{Rd} : momento flettente resistente di progetto, calcolato tenendo conto dell'effettiva sezione;

M_{Sd} : valore del momento di progetto.

M_{Rd} è determinato in funzione della classe della sezione.

$M_{Rd} = M_{pl} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$ per le classi 1 e 2

$M_{Rd} = M_{el} = W_{el} f_y / \gamma_{M0}$ per la classe 3

$M_{Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M0}$ per la classe 4

dove:

W_{pl} : è il modulo di resistenza plastico;

W_{el} : è il modulo di resistenza elastico;

W_{eff} : è il modulo di resistenza della sezione efficace;

f_y : è la tensione di snervamento dell'acciaio;

γ_{M0} : è un coefficiente riduttivo.

Flessione e Taglio

Quando la forza di taglio è maggiore della metà del valore del taglio resistente plastico il momento resistente plastico viene ridotto della quantità

$(1 - \rho)$

dove:

$$\rho = ((2 \cdot V_{sd} / V_{pl,Rd}) - 1)^2$$

Dove vale la terminologia assunta per le verifiche a taglio.

Presso Flessione

Per sezioni di classe 1 o 2 la verifica viene condotta controllando che

$$(M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{Nz,Rd}) \leq 1$$

dove:

$M_{Ny,Rd}$, $M_{Nz,Rd}$: momenti flettenti resistenti nelle due direzioni analizzate e ridotti per la presenza dello sforzo normale;

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$: momenti flettenti di progetto nelle due direzioni analizzate;

Per sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche.

Per sezioni di classe 4 le verifiche sono condotte sempre in regime tensionale elastico ma utilizzando le sole parti efficaci della sezione trasversale.

Verifiche Elastiche

Le verifiche in campo elastico vengono effettuate in modo che in nessun punto della sezione venga superato il valore della resistenza di calcolo.

La formula utilizzata è:

$$\sigma_{id} \leq f_d$$

Dove: $f_d = f_y / \gamma_m$

$$\sigma_{id}(x,y) = \sqrt{(\sigma(x,y) + 3 \cdot \tau^2(x,y))}$$

Dove:

f_d : valore della tensione di progetto;

f_y : valore di snervamento dell'acciaio;

γ_m : coefficiente di riduzione che dipende dalla normativa di riferimento;

$\sigma_{id}(x,y)$: tensione ideale nel punto di coordinate x ed y della sezione;

$\tau(x,y)$: tensione tangenziale nel punto di coordinate x ed y della sezione;

$\sigma(x,y)$: tensione normale nel punto di coordinate x ed y della sezione;

inoltre,

$$\sigma(x,y) = N / A + ((M_x \cdot J_y + M_y \cdot J_{xy}) / (J_x J_y - J_{xy}^2)) \cdot y - ((M_y \cdot J_x + M_x \cdot J_{xy}) / (J_x J_y - J_{xy}^2)) \cdot x$$

$$\tau(x,y) = V / A_T$$

Dove, rispetto al sistema di riferimento baricentrico utilizzato:

x, y: ascissa e ordinata di un punto generico della sezione;

N, M_x , M_y : azioni esterne capaci di generare tensioni normali sulla sezione;

V: azione esterna capace di generare tensioni tangenziali sulla sezione;

J_x , J_y , J_{xy} : momenti d'inerzia della sezione;

A_T : area resistente al taglio della sezione;

- VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le verifiche di stabilità delle aste vengono effettuate nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere sempre:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

dove:

N_{Ed} : è l'azione di compressione di calcolo;

$N_{b,Rd}$: è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa data da:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

χ : coefficienti dipendenti dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, desunti in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionalizzata dalla seguente formula:

$$\chi = 1 / \phi + \sqrt{(\phi^2 - \lambda_a^2)} \leq 1$$

dove:

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2)_a + \lambda_a^2]$$

α : fattore di imperfezione opportunamente tabellato;

Inoltre:

$\lambda_a = \sqrt{A} \cdot f_y / N_{cr}$ per sezioni di classe 1, 2 e 3

$\lambda_a = \sqrt{A_{eff}} \cdot f_y / N_{cr}$ per sezioni di classe 4

N_{cr} : carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

- VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LATERALI

Ai sensi del punto 4.2.4.2.2 delle NTC vengono controllati gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne per le combinazioni SLE. Gli spostamenti devono limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio. Il valore limite deve essere valutato sulla base degli effetti sugli elementi portati, della qualità del confort richiesto alla costruzione e delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

- CONTROLLO DEL CONTENIMENTO DEL DANNO NEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.

Ai sensi del punto 7.3.7.2 delle NTC viene verificato che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Per gli edifici in classe I e II, questa verifica si ritiene soddisfatta se gli spostamenti d'interpiano calcolati allo SLD sono inferiori al valore limite, funzione del tipo di elementi non strutturali presenti. Per edifici in classe d'uso III e IV il controllo viene effettuato agli SLO.

Compatibilità tra fattore di comportamento e classificazione delle sezioni in acciaio

Ai sensi del punto 7.5.3.1 e della tabella 7.5.III delle NTC il valore della classe delle sezioni delle aste che dissipano energia deve essere compatibile con la classe di duttilità e con il fattore di comportamento utilizzato.

- VERIFICHE INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE.

Nell'esecuzione di tali verifiche si è fatto uso del punto 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessio torsionale secondo la formula:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

dove:

M_{Ed} : massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$: momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} / \gamma_{M1}$$

dove:

W_y : modulo resistente della sezione:

- per le sezioni di classe 1 e 2 è pari al modulo plastico : $W_y = W_{pl,y}$

- per le sezioni di classe 3 è pari al modulo elastico : $W_y = W_{el,y}$

- per le sezioni di classe 4 è pari al modulo efficace : $W_y = W_{eff,y}$

χ_{LT} : fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

dove:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

Il coefficiente di snellezza adimensionale è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

α_{LT} è il fattore di imperfezione ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII.

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ è stato assunto pari a 0.4. β è stato assunto pari ad 0.75.

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right],$$

k_c assume i valori riportati in Tab. 4.2.VIII.

Tabella 4.2.VII. Definizione delle curve d'instabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali		d

- VERIFICHE INSTABILITA' PRESSO-FLESSIONALE.

Nell'esecuzione di tali verifiche si è fatto uso del punto 4.2.4.1.3.3 delle NTC. Tale paragrafo indica che per elementi strutturali oggetti a compressione e flessione, occorre studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

In tal senso si è optato per la norma UNI EN 1993-1-1:2005 la quale al punto 6.3.3 ed all'annesso B indica le procedure da adottare per effettuare le verifiche in questione.

- GERARCHIA DELLE RESISTENZE.

Ai sensi del punto 7.5.4.3 delle NTC, per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è stata rispettata la gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna. Inoltre sono state rispettate tutte le regole di dettaglio previste nelle NTC, e per ogni nodo colonna-trave è stata verificata la seguente condizione:

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

dove:

$\gamma_{RD} = 1,3$ se struttura in classe CD"A" e 1.1 se struttura in classe CD"B";

$M_{C,pl,Rd}$: momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,pl,Rd}$: momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

- EFFETTI DELLE IMPERFEZIONI.

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si è tenuto conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali: mancanza di verticalità o di rettilineità, mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine tali effetti sono stati inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali così come indicato al punto 4.2.3.5 delle NTC.

- STABILITÀ DEI PANNELLI D'ANIMA A TAGLIO.

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo (vedi C4.2.4.1.3.4.1 – Circolare esplicativa e UNI EN 1993-1-5:2007).

Ed essendo, inoltre:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{con } f_y \text{ in } \frac{N}{\text{mm}^2}$$

I pannelli non irrigiditi vanno verificati se:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

Mentre i pannelli irrigiditi vanno verificati se:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Il contributo resistente delle ali (piattabande) si calcola tramite la formula seguente:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right]$$

Il contributo resistente dell'anima si calcola, invece, tramite la formula seguente:

$$V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

h_w	Altezza del pannello
t	Spessore del pannello
a	Larghezza del pannello
$V_{bw,Rd}$	Contributo resistente dell'anima
$V_{bf,Rd}$	Contributo resistente delle ali (piattabande)
f_{yw}	Valore di snervamento dell'acciaio dei pannelli d'anima
$b_{f,sup}$	Larghezza dell'ala superiore
$b_{f,inf}$	Larghezza dell'ala inferiore
$t_{f,sup}$	Spessore dell'ala superiore

tr,inf	Spessore dell'ala inferiore
h	Altezza totale della sezione (comprese le ali)

- Particolari prescrizioni per distribuzione irregolari di tamponamenti ed impianti

Nel caso di distribuzione fortemente irregolare in altezza di tamponamenti ed impianti, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi.

Questo requisito si intende soddisfatto incrementando le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti come descritto nel paragrafo 7.2.3 delle N.T.C. I fattori di sovrarresistenza utilizzati nel presente calcolo sono:

Impalcato	Fatt. Sovr.
1	1.00
2	1.00

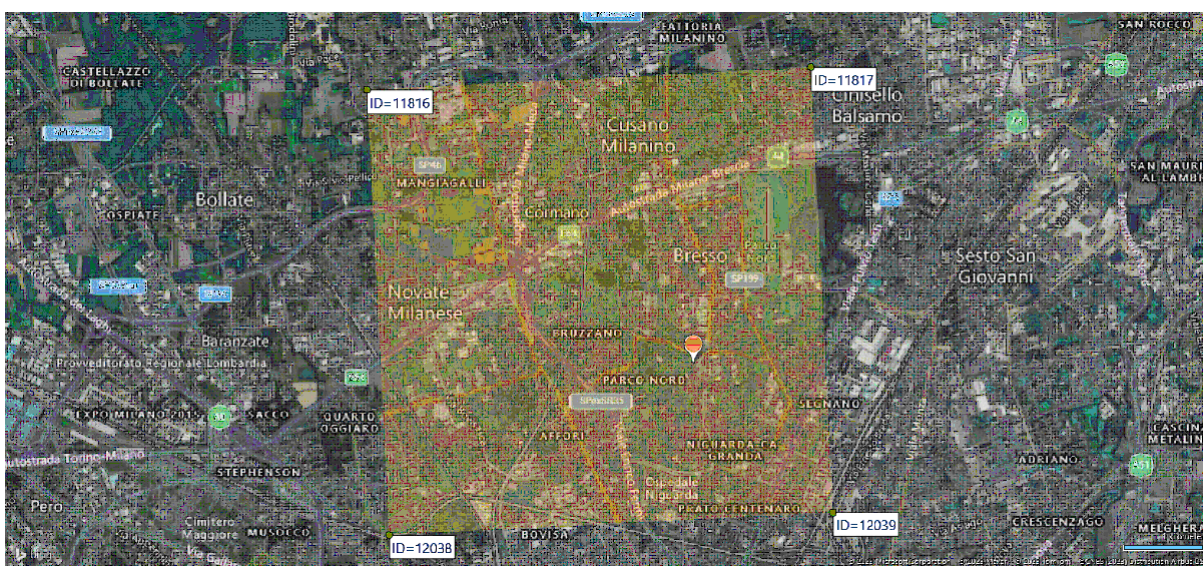
3 Dati

3.1 Dati Generali

Numero Impalcati : 2
 Numero delle tipologie di sezioni trasversali usate : 7
 Numero delle tipologie di solaio utilizzate : 1

Impalcato	Quota assoluta min [cm]	Quota assoluta max [cm]	Quota relativa min [cm]	Quota relativa max [cm]	Numero Colonne	Numero Travi
Fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0	20
Piano 1	0.00	363.50	363.50	363.50	8	37
Piano 2	363.50	853.00	489.50	489.50	8	31

Coordinate (Datum WGS84) del sito : Latitudine = 45.5248° - Longitudine = 9.1903°
 Coordinate (Datum ED50) del sito : Latitudine = 45.5257° - Longitudine = 9.1914°



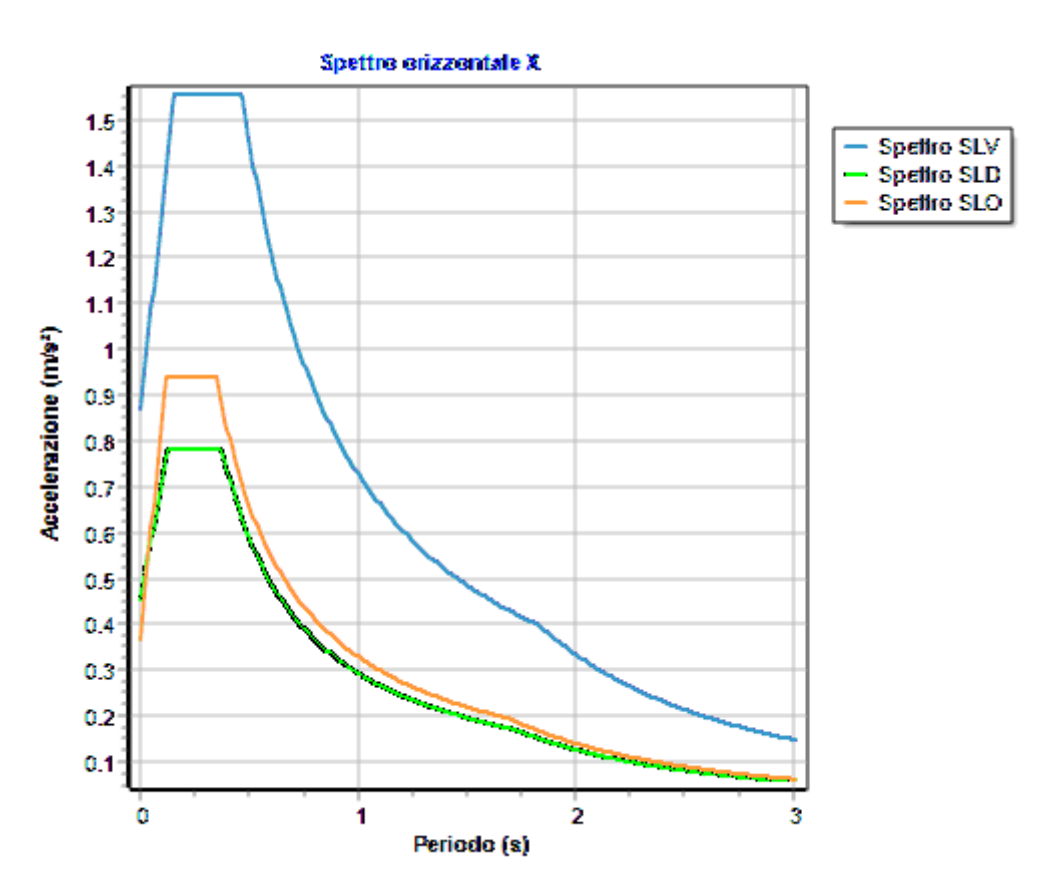
Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
11816	45.5566	9.1390

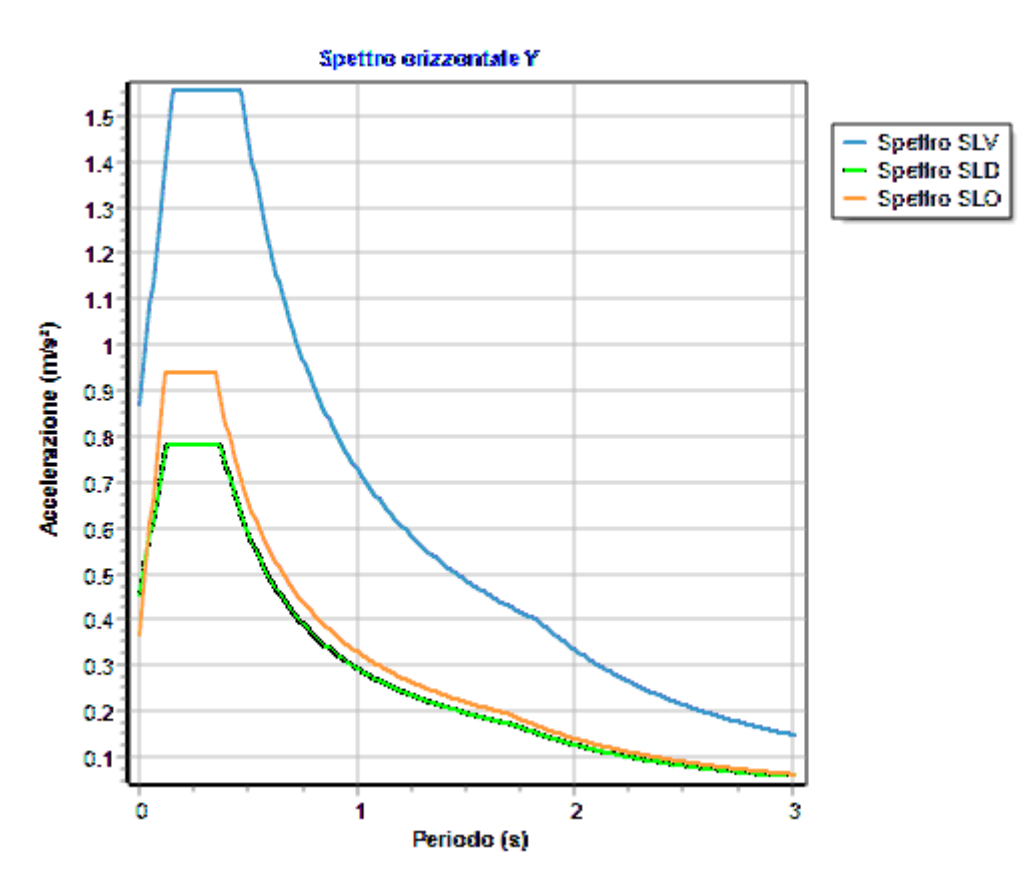
11817	45.5592	9.2101
12038	45.5067	9.1426
12039	45.5092	9.2137

Zona sismica : SI
 Suolo di fondazione : C
 Vita nominale : 50
 Classe di duttilità: Non dissipativa
 Tipo di opera : Opere ordinarie
 Classe d'uso : IV
 Vita di riferimento : 100
 Categoria topografica : T1
 Coefficiente smorzamento viscoso : 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale							
	SLV		SLC		SLD		SLO	
Tempo di ritorno	949		1950		101		60	
Accelerazione sismica	0.059		0.070		0.031		0.025	
Coefficiente Fo	2.690		2.751		2.577		2.555	
Periodo T _C *	0.299		0.312		0.216		0.195	
Coefficiente S _s	1.50		1.50		1.50		1.50	
Coefficiente di amplificazione topografica S _t	1.00		1.00		1.00		1.00	
Prodotto S _s · S _t	1.50		1.50		1.50		1.50	
Periodo T _B	0.16		0.16		0.13		0.12	
Periodo T _C	0.47		0.48		0.38		0.35	
Periodo T _D	1.84		1.88		1.72		1.70	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coefficiente η	0.667	0.667	1.000	1.000	*	*	*	*

* η pari a 1 per gli spostamenti e 2/3 per le sollecitazioni.





- FATTORI DI COMPORTAMENTO -

Fattore di comportamento direzione x (qx) : 1.50
 Fattore di comportamento direzione y (qy) : 1.50
 Fattore di comportamento direzione z (qz) : 1.50

Modulo di Winkler traslazionale : 5.00 daN/cm³
 Modulo di Winkler tangenziale : 2.50 daN/cm³
 Delta Termico aste di elevazione : 0
 Delta Termico aste di fondazione : 0
 Modulo di omogeneizzazione (per SLE) : 15
 Classe di servizio per le strutture in legno : 2

Coeff. di riduzione per rigidità fessurata:

SLV-SLC

Pilastrì

Assiale da Carico Assiale
 Flessione da Carico Assiale
 Taglio da Carico Assiale

Travi

Assiale da Carico Assiale
 Flessione da Carico Assiale
 Taglio da Carico Assiale

Pareti

Nel Piano : 1.00
 Fuori Piano : 1.00

Platee

Nel Piano : 1.00
 Fuori Piano : 1.00

SLD-SLO

Pilastrì

Assiale da Carico Assiale

	Flessione	da Carico Assiale
	Taglio	da Carico Assiale
Travi	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
	Taglio	da Carico Assiale
Pareti	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Platee	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Delta termico	Slv	: 0.50
	Sle	: 0.75
Copriferro Solai		: 3.00 cm
Copriferro Piastre di Fondazione		: 3.00 cm
Copriferro Piastre di Elevazione		: 3.00 cm

3.2 Elenco e Caratteristiche dei materiali.

Nell'ambito del progetto si è fatto uso dei seguenti materiali divisi per categoria di appartenenza:

b - Calcestruzzo

Nome	Classe	R _{ck} [daN/cm ²]	v	ps [daN/m ³]	α [1/°C]	E _c [daN/cm ²]	FC	γ _{m,c}	E _{ct} /E _c	f _{ck} [daN/cm ²]	f _{cm} [daN/cm ²]	f _{ed} SLU [daN/cm ²]	f _{ed} SLU [daN/cm ²]	f _{ed} SLD [daN/cm ²]	f _{ed} SLD [daN/cm ²]	f _{ctk,0.05} [daN/cm ²]	f _{ctm} [daN/cm ²]	ε _{c2} [%]	ε _{cu2} [%]
Cls1	C25/30	300	0.15	2500	1.0E-005	314758.1	-	1.50	0.50	250.0	-	141.7	12.0	212.5	18.0	18.0	25.6	2.00	3.50

c - Acciaio per C.A.

Nome	Tipo	γ _m	FC	E _s [daN/cm ²]	f _{yk} [daN/cm ²]	f _{tk} [daN/cm ²]	f _d SLU [daN/cm ²]	f _d SLD [daN/cm ²]	f _d SLE [daN/cm ²]	k	ε _{ud} [%]
Barre1	B450C	1.15	-	2100000.0	4500.0	5400.0	3913.0	4500.0	3913.0	1.00	10.00

d - Acciaio per carpenteria.

Nome	Norm.	Tipo	v	ps [daN/m ³]	α [1/°C]	E [daN/cm ²]	FC	γ _{M0}	γ _{M1}	γ _{M2}	f _y [daN/cm ²]	f _u [daN/cm ²]
Acciaio1	UNI EN 10025-2	S275	0.30	7850	1.2E-005	2100000.0	1.00	1.05	1.05	1.25	2750.0	4300.0

3.3 Elenco e caratteristiche delle colonne stratigrafiche.

Nell'ambito del progetto si è fatto uso delle seguenti colonne stratigrafiche:

Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

Colonna	: nome della colonna stratigrafica;
Filo	: filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;
Impalcato	: Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;

Falda : Presenza della falda;
 Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);
 Spicc. Fond. : Quota dell'estradosso della fondazione rispetto al piano campagna;
 No. Strati : Numero degli strati della colonna stratigrafica.
 RQD : (Rock Quality Designation) grado di fratturazione dell'ammasso roccioso in [0-1]

Filo	Colonna	Impalcato	Falda	Prof. Falda [cm]	Spicc. Fond. [cm]	No. Strati	RQD
9	Tradate	Fondazione	Non Presente	-	0.00	3	-
10	Tradate	Fondazione	Non Presente	-	0.00	3	-
11	Tradate	Fondazione	Non Presente	-	0.00	3	-
12	Tradate	Fondazione	Non Presente	-	0.00	3	-

Caratteristiche degli strati appartenenti alle colonne stratigrafiche:

Colonna : nome della colonna stratigrafica;
 Strato : nome dello strato appartenente la colonna stratigrafica;
 Spess. : Spessore dello strato;
 Peso : Peso dell'unità di volume dello strato;
 Peso eff. : Peso dell'unità di volume efficace dello strato;
 NSPT : Numero di colpi medio misurato nello strato;
 Qc : Resistenza alla punta media misurata nello strato;
 ϕ : Angolo di attrito del terreno;
 C : Coesione drenata del terreno;
 Cu : Coesione non drenata del terreno;
 E : Modulo elastico del terreno;
 G : Modulo di taglio del terreno;
 ν_t : Coefficiente di Poisson;
 E_{ed} : Modulo Edometrico;
 OCR : Grado di sovraconsolidazione del terreno.

Colonna	Strato	Spess. [cm]	Peso [daN/m ³]	Peso eff. [daN/m ³]	NSPT	Qc [daN/cm ²]	ϕ [°]	C [daN/cm ²]	Cu [daN/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	ν_t	E_{ed} [daN/cm ²]	OCR
Tradate	Limo	220.0	1950.0	2140.0	-	-	29.71	0.00	0.64	94.80	100.00	0.33	98.48	1.00
	Limo	120.0	2070.0	2280.0	-	-	31.31	0.00	1.02	150.80	687.95	0.32	155.60	1.00
	Limo	120.0	1990.0	2190.0	-	-	30.12	0.00	0.74	109.10	359.57	0.34	113.07	1.00

3.4 Elenco dei carichi.

3.4.1 Pesì propri unitari - G1.

Impalcato	Solai [daN/m ²]	Balconi [daN/m ²]	Scale [daN/m ²]
Fondazione	-	-	-
Piano 1	218	-	-
Piano 2	218	-	-

- Analisi dei Carichi -

Piano 1

Solai

Tipologia solaio prevalente: SLG_LG55(1)(LAMIERA GRECATA COLLABORANTE)

Peso proprio lamiera grecata 13.8 daN/m²
 Peso proprio calcestruzzo armato 204.0 daN/m²

Peso Proprio Solaio: 218 daN/m²

Piano 2

Solai

Tipologia solaio prevalente: SLG_LG55(1)(LAMIERA GRECATA COLLABORANTE)

Peso proprio lamiera grecata 13.8 daN/m²
 Peso proprio calcestruzzo armato 204.0 daN/m²

Peso Proprio Solaio: 218 daN/m²

3.4.2 Carichi Permanenti unitari - G2.

Impalcato	Solai [daN/m ²]	Balconi [daN/m ²]	Scale [daN/m ²]	Influenza Tramezzi [daN/m ²]	Tamponature [daN/m]
Fondazione	150	150	150	100	240
Piano 1	150	150	150	100	240
Piano 2	200	200	200	0	0

- Analisi dei Carichi -

Fondazione

Influenza Tramezzi

Il peso proprio degli elementi divisori interni viene ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito come definito dal punto 3.1.3.1 - Elementi divisori interni (D.M. 17/01/2018)

Tamponature

Tipologia tamponatura prevalente: Tamp_Default (Utente)

Peso proprio tamponatura: 80.0 daN/m²

Piano 1

Solai

Tipologia solaio prevalente: Il carico permanente non strutturale G2 deriva dall'analisi della tipologia di solaio adottata in fase di progettazione e descritta nei relativi elaborati

Influenza Tramezzi

Il peso proprio degli elementi divisori interni viene ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito come definito dal punto 3.1.3.1 - Elementi divisori interni (D.M. 17/01/2018)

Tamponature

Tipologia tamponatura prevalente: Tamp_Default (Utente)

Peso proprio tamponatura: 80.0 daN/m²

Piano 2

Solai

Tipologia solaio prevalente: Il carico permanente non strutturale G2 deriva dall'analisi della tipologia di solaio adottata in fase di progettazione e descritta nei relativi elaborati

3.4.3 Carichi Variabili unitari - Q.

Le intensità assunte per i carichi variabili verticali ripartiti sono riportate nella seguente tabella:

Impalcato	Carichi d'esercizio [daN/m ²]		
	Solai	Balconi	Scale
Fondazione	600	0	0
Piano 1	600	0	0
Piano 2	50	0	0

3.4.4 Pesì Impalcati.

Ai fini della valutazione dei pesi "W" a livello dei vari impalcati, si tiene conto dei carichi di tipo G1 relativi agli elementi strutturali e dei carichi di tipo G2 relativi agli elementi non strutturali sommati ai sovraccarichi d'esercizio Qk moltiplicati per una aliquota Ψ_{2i} (determinata dalla destinazione d'uso dell'opera ai vari piani

$$W_i = G1_i + G2_i + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove il pedice "i" è il piano i-esimo della struttura.

Impalcato	Destinazione	Ψ_{2i}
Fondazione	Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Piano 1	Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Piano 2	Categoria H: Coperture	0.0

Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Ψ_{2i}
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.6

Imp. Reale	G1 [daN]	G2 [daN]	$\Psi_2 \cdot Q_k$ [daN]	W (SLV-SLD) [daN]
0	239779.98	48449.74	70671.75	358901.46
1	29883.05	38042.95	41848.26	109774.26
2	27413.29	18227.26	0.00	45640.55

3.4.5 Azione del Vento.

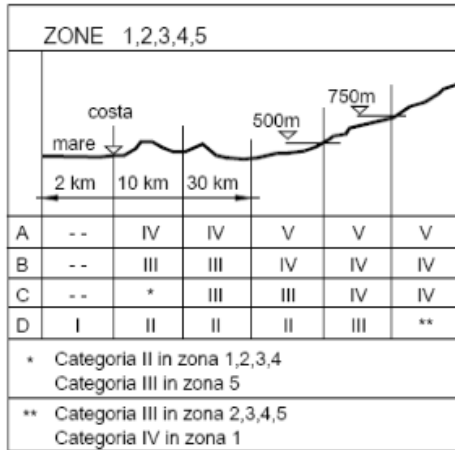
L'azione del vento è stata calcolata con riferimento al Par.3.3 delle NTC 2018. Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in genere, effetti dinamici.

La struttura ricade in zona , determinata dalla Tab.3.3.I delle NTC2018, da cui è possibile determinare:

- $V_{b,0}$ è la velocità di riferimento al livello del mare;
- a_0, k_s sono parametri funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Si definiscono anche i seguenti parametri:

- Distanza dalla costa: pari circa a 147 km
- TR (tempo di ritorno): 50 anni;
- Categoria di esposizione: V.



È necessario determinare l'altezza di colmo della copertura rispetto al suolo e l'inclinazione della falda sopravvento.

La velocità di riferimento del vento v_r riferita ad un generico periodo di ritorno T_R e all'altitudine del sito è data dall'espressione:

$$v_r = v_{b0} \cdot c_a \cdot c_r$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;

c_r è un coefficiente ricavabile dall'espressione:

$$c_r = 0.75((1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - 1/T_R)])^{1/2}$$

c_a è un coefficiente di altitudine ricavabile dall'espressione:

$$c_a = 1 + k_s [(a_s/a_0)-1]$$

Nel caso in esame $T_R = 50$ anni

La pressione esterna del vento è data dall'espressione: $p_e = q_b \cdot C_e \cdot C_{pe} \cdot C_d$

La pressione interna del vento è data dall'espressione: $p_i = q_b \cdot C_e \cdot C_{pi} \cdot C_d$

$q_r = 60.15 \text{ daN/mq}$ è la pressione cinetica di riferimento valutata con l'espressione:

$$q_r = 0.1 \cdot (1/2 \cdot \rho \cdot (v_r)^2) \text{ in (daN/m}^2)$$

essendo:

$v_r(T_R)$ la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ la densità dell'aria assunta pari a 1.25 daN/m^3 .

C_e = **1.88** è il coefficiente di esposizione.

C_{pe} : è il coefficiente di forma per la valutazione della pressione esterna.

C_{pi} : è il coefficiente di forma per la valutazione della pressione interna.

C_d = **1.00** è il coefficiente dinamico

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione: $p_f = q_b \cdot C_e \cdot C_f$

essendo:

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0,37	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27,00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1,00
 v_r (velocità di riferimento) 27,02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

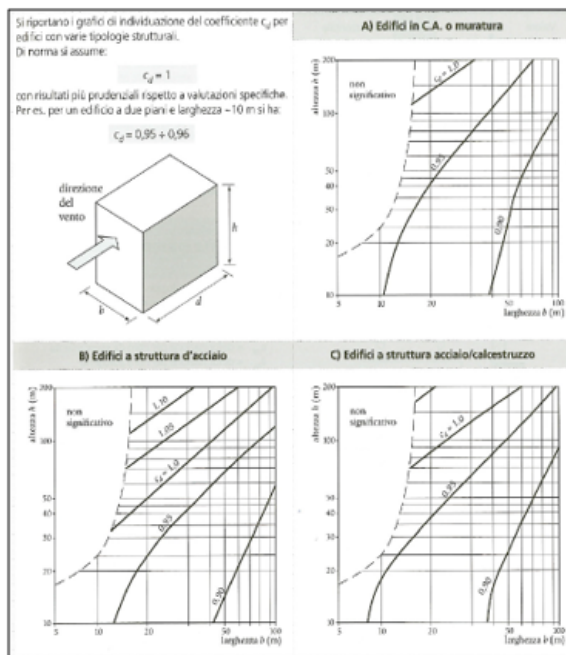
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)
Pressione cinetica di riferimento q_r 456,29 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]


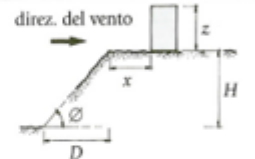

C_d	1.00
-------	-------------

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

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

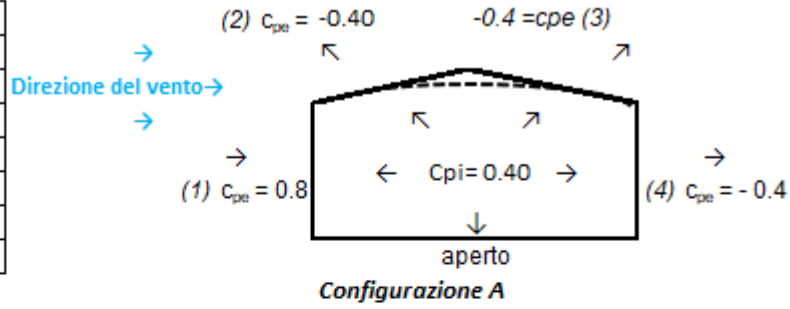
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$c_{e,z}(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$	per $z \geq z_{min}$
$c_{e,z}(z) = c_{e,z}(z_{min})$	per $z < z_{min}$

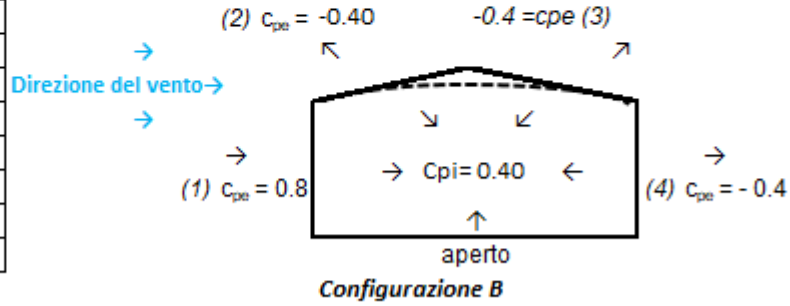
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.23	0.70	12.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	1.48	$z < 12.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	1.48	$z = 7.10$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	1.48	$z = 7.10$

(1) parete sopravento	C_p
	0.40
(2) copertura sopravento	C_p
	-0.80
(3) copertura sottovento	C_p
	-0.80
(4) parete sottovento	C_p
	-0.80



(1) parete sopravento	C_p
	1.20
(2) copertura sopravento	C_p
	0.00
(3) copertura sottovento	C_p
	0.00
(4) parete sottovento	C_p
	0.00



PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

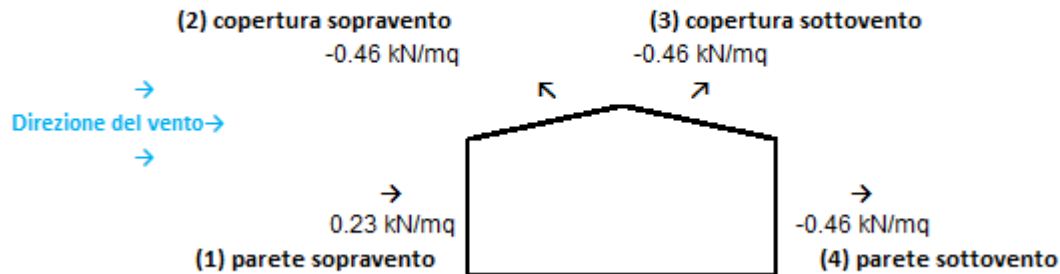
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$

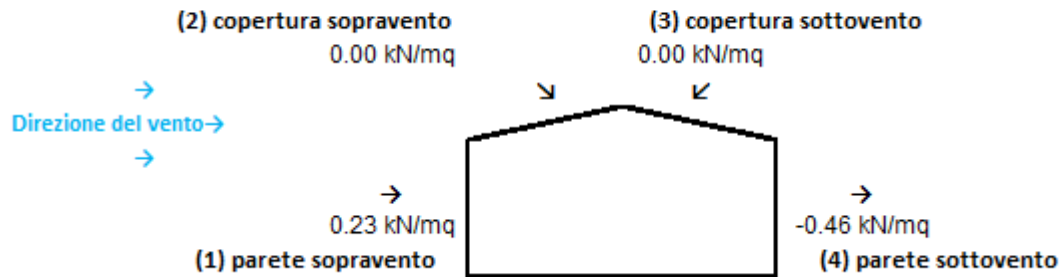
C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopra	0.391	1.00	1.00	1.479	0.40	0.23
(2) cop. sopra	0.391	1.00	1.00	1.479	-0.80	-0.46
(3) cop. Sotto	0.391	1.00	1.00	1.479	-0.80	-0.46
(4) par. sotto	0.391	1.00	1.00	1.479	-0.80	-0.46



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



3.4.6 Carico della Neve.

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di:

D.M. del 17 Gennaio 2018: "Norme tecniche per le costruzioni";

Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove: **q_s** è il carico cercato;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni.

C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

C_t è il coefficiente termico;

$C_e = 1.0$ valido per topografia: 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).

$C_t = 1.0$

Il carico agisce in direzione verticale ed riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Per prima cosa viene definita la zona di riferimento come segue.

<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-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>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

q_s (carico neve sulla copertura [N/m²]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

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

C_E (coefficiente di esposizione)

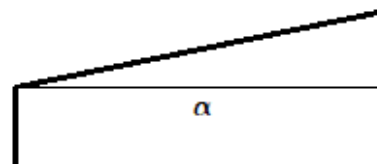
C_t (coefficiente termico)

COMBINAZIONE PER IL CASO DI COPERTURA AD UNA FALDA

Inclinazione falda	0 [deg]
--------------------	---------

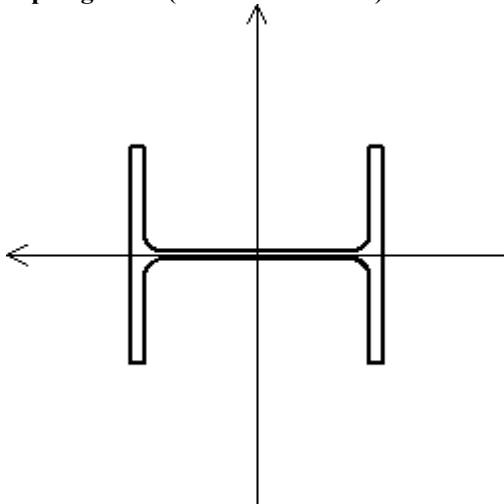
1.35 kN/mq	μ_1
------------	---------

μ_1	0.80
---------	------



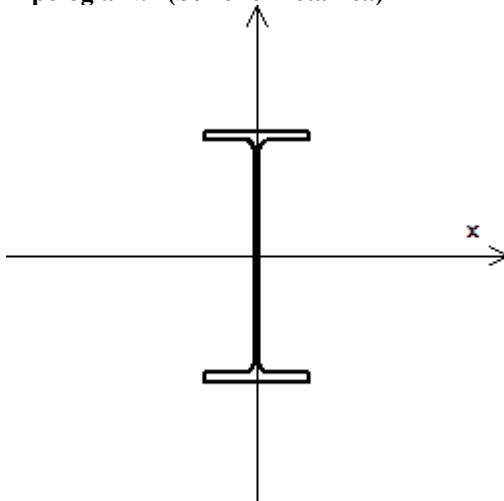
3.5 Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.

Tipologia N.1 (Sezione Metallica)



Nome	= HEA360
A	= 143 cm ²
Jx	= 33094.94 cm ⁴
Jy	= 7886.91 cm ⁴
Jxy	= 0.00 cm ⁴
Jt	= 118.27 cm ⁴
Materiale	= Acciaio1
Peso	= 112.08 daN/ml

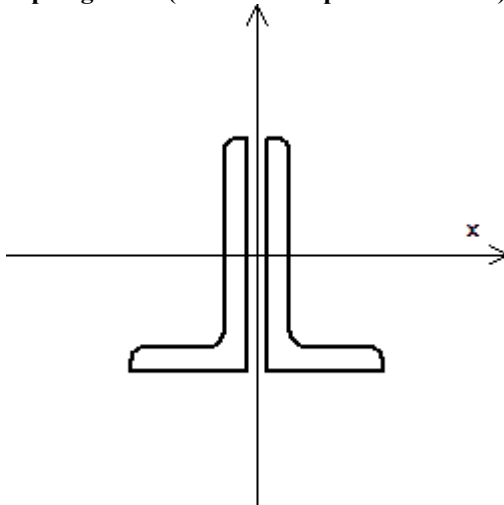
Tipologia N.2 (Sezione Metallica)



Nome	= IPE450
A	= 99 cm ²
Jx	= 33748.81 cm ⁴
Jy	= 1675.89 cm ⁴
Jxy	= 0.00 cm ⁴
Jt	= 51.47 cm ⁴
Materiale	= Acciaio1

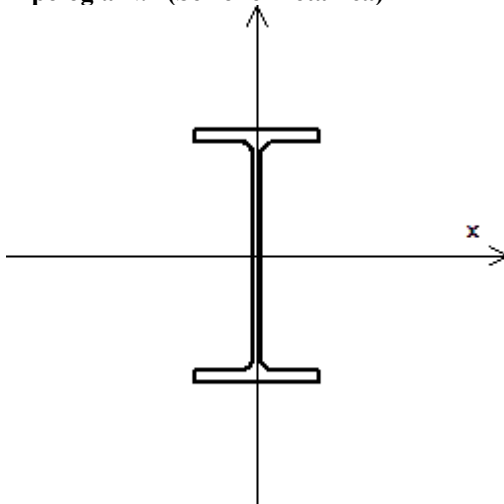
Peso = 77.59 daN/ml

Tipologia N.3 (Sezione Composta Metallica)



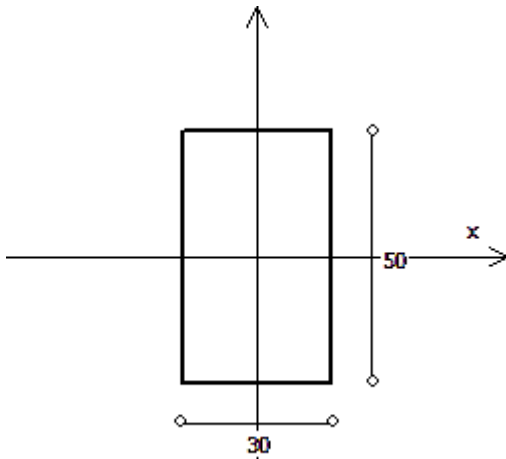
A = 28 cm²
J_x = 281.18 cm⁴
J_y = 119.32 cm⁴
J_{xy} = 0.00 cm⁴
J_t = 9.33 cm⁴
Materiale = Acciaio1
Peso = 22.12 daN/ml

Tipologia N.4 (Sezione Metallica)



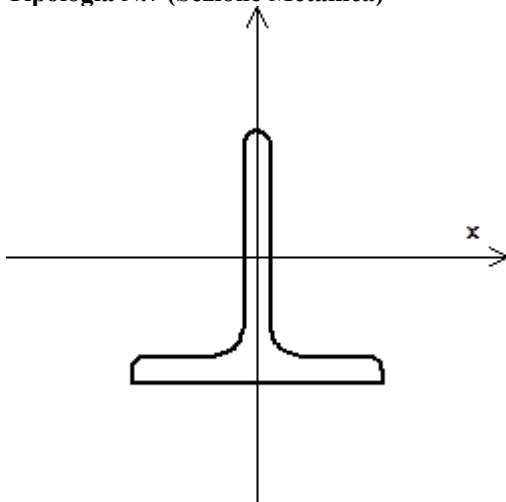
Nome = IPE200
A = 28 cm²
J_x = 1943.52 cm⁴
J_y = 142.37 cm⁴
J_{xy} = 0.00 cm⁴
J_t = 5.22 cm⁴
Materiale = Acciaio1
Peso = 22.36 daN/ml

Tipologia N.5 (Sezione Rettangolare)



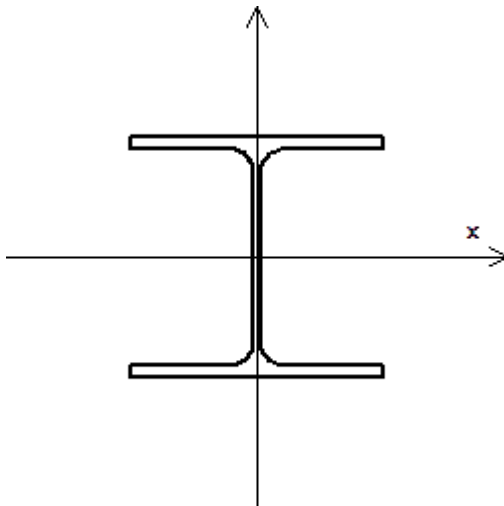
A = 1500 cm²
J_x = 312500 cm⁴
J_y = 112500 cm⁴
J_t = 280710 cm⁴
Materiale = Cls1
Peso = 375 daN/m

Tipologia N.7 (Sezione Metallica)



Nome = T140X140
A = 40 cm²
J_x = 668.60 cm⁴
J_y = 328.98 cm⁴
J_{xy} = 0.00 cm⁴
J_t = 30.66 cm⁴
Materiale = Acciaio1
Peso = 31.31 daN/ml

Tipologia N.8 (Sezione Metallica)



Nome = HEA240
 A = 77 cm²
 Jx = 7764.48 cm⁴
 Jy = 2768.83 cm⁴
 Jxy = 0.00 cm⁴
 Jt = 30.71 cm⁴
 Materiale = Acciaio1
 Peso = 60.33 daN/ml

3.6 Geometria Struttura.

3.6.1 Fili Fissi.

Numero : numerazione del filo fisso.
 Ascissa : coordinata X del filo fisso.
 Ordinata : coordinata Y del filo fisso.
 Angolo : angolo del filo fisso (in gradi);
 Tipo : tipo del filo fisso.

Numero	Ascissa [cm]	Ordinata [cm]	Quota [cm]	Angolo [°]	Tipo
1	0.00	0.00	0.00	0.00	5
2	237.00	0.00	0.00	0.00	5
3	0.00	647.00	0.00	0.00	5
4	0.00	1320.00	0.00	0.00	5
5	0.00	1978.00	0.00	0.00	5
6	235.00	1978.00	0.00	0.00	5
7	547.00	1320.00	0.00	0.00	5
8	547.00	647.00	0.00	0.00	5
9	-30.00	2078.00	0.00	0.00	5
10	645.00	2078.00	0.00	0.00	5
11	647.00	-100.00	0.00	0.00	5
12	-30.00	-100.00	0.00	0.00	5
13	0.00	1649.00	0.00	0.00	5
14	391.00	1649.00	0.00	0.00	5
15	0.00	989.00	0.00	0.00	5
16	547.00	989.00	0.00	0.00	5
17	396.00	324.00	0.00	0.00	5
18	0.00	324.00	0.00	0.00	5
19	0.00	825.00	0.00	0.00	5
20	547.00	825.00	0.00	0.00	5
21	0.00	1155.00	0.00	0.00	5

22	547.00	1155.00	0.00	0.00	5
23	0.00	1795.00	0.00	0.00	5
24	315.00	1795.00	0.00	0.00	5

3.6.2 Caratteristiche dei nodi.

I dati seguenti riportano tutte le caratteristiche relative ai nodi che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Nodo : numerazione interna del nodo.
 Coordinate : coordinate del nodo secondo il sistema di riferimento globale cartesiano.
 Imp. : impalcato di appartenenza del nodo.
 Slave : nodo dipendente da un nodo MASTER definito nella tabella specifica;
 Vincoli : eventuali vincoli esterni del nodo in ognuna delle 6 direzioni:
 x : direzione X rispetto al sistema di riferimento globale;
 y : direzione Y rispetto al sistema di riferimento globale;
 z : direzione Z rispetto al sistema di riferimento globale;
 Rx : rotazione attorno all'asse X del sistema di riferimento globale;
 Ry : rotazione attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale;
 Rz : rotazione attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale;

Inoltre:

np : non presenza di vincoli;
 p : valore infinito della rigidezza;
 Kt : valore finito delle rigidezze traslazionali da leggere nella tabella specifica;
 Kr : valore finito delle rigidezze rotazionali da leggere nella tabella specifica;

Masse Nodali:

M : valore della massa traslazionale
 MIx : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse X
 MIy : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Y
 MIz : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Z

Nodo	Coordinate [cm]			Impalcato	Slave	Vincoli						Masse Nodali			
	x	y	z			x	y	z	Rx	Ry	Rz	M [daNM]	MIx [daNM ² cm ²]	MIy [daNM ² cm ²]	MIz [daNM ² cm ²]
1	0.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
2	237.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.0	647.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.0	1320.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.0	1978.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
6	235.0	1978.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
7	547.0	1320.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
8	547.0	647.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-30.0	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
10	645.0	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
11	647.0	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
12	-30.0	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.0	1649.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
14	391.0	1649.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.0	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
16	547.0	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
17	396.0	324.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.0	324.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.0	825.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
20	547.0	825.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

21	0.0	1155.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
22	547.0	1155.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.0	1795.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
24	315.0	1795.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.0	0.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
26	237.0	0.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.0	647.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.0	1320.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.0	1978.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
30	235.0	1978.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
31	547.0	1320.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
32	547.0	647.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.0	1649.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
34	391.0	1649.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.0	989.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
36	547.0	989.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
37	396.0	324.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
38	0.0	324.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.0	825.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
40	547.0	825.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
41	0.0	1155.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
42	547.0	1155.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
43	0.0	1795.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
44	315.0	1795.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
45	118.5	0.0	181.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
46	228.0	1511.9	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
47	229.7	459.6	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
48	148.3	121.3	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
49	547.0	983.5	181.8	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
50	273.5	736.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
51	273.5	907.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
52	273.5	1072.0	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
53	273.5	1237.5	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
54	134.6	1899.8	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
55	174.5	1729.9	363.5	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
56	0.0	0.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
57	237.0	0.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
58	0.0	647.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
59	0.0	1320.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.0	1978.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
61	235.0	1978.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
62	547.0	1320.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
63	547.0	647.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
64	0.0	1649.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
65	391.0	1649.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
66	0.0	989.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
67	547.0	989.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
68	396.0	324.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
69	0.0	324.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

70	0.0	825.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
71	547.0	825.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
72	0.0	1155.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
73	547.0	1155.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
74	0.0	1795.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
75	315.0	1795.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
76	118.5	0.0	608.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
77	117.5	1978.0	608.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
78	146.8	1854.5	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
79	228.0	1511.9	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
80	273.5	1154.5	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
81	273.5	818.0	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
82	229.7	459.6	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
83	148.3	121.3	853.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
84	547.0	983.5	608.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
85	66.4	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
86	162.9	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
87	259.3	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
88	355.7	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
89	452.1	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
90	548.6	2078.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
91	645.1	1979.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
92	645.2	1880.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
93	645.3	1781.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
94	645.4	1682.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
95	645.5	1583.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
96	645.5	1484.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
97	645.6	1385.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
98	645.7	1286.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
99	645.8	1187.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
100	645.9	1088.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
101	646.0	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
102	646.1	890.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
103	646.2	791.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
104	646.3	692.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
105	646.4	593.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
106	646.5	494.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
107	646.5	395.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
108	646.6	296.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
109	646.7	197.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
110	646.8	98.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
111	646.9	-1.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
112	550.3	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
113	453.6	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
114	356.9	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
115	260.1	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

116	163.4	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
117	66.7	-100.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
118	-30.0	-1.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
119	-30.0	98.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
120	-30.0	197.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
121	-30.0	296.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
122	-30.0	395.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
123	-30.0	494.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
124	-30.0	593.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
125	-30.0	692.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
126	-30.0	791.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
127	-30.0	890.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
128	-30.0	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
129	-30.0	1088.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
130	-30.0	1187.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
131	-30.0	1286.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
132	-30.0	1385.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
133	-30.0	1484.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
134	-30.0	1583.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
135	-30.0	1682.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
136	-30.0	1781.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
137	-30.0	1880.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
138	-30.0	1979.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
139	158.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
140	79.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
141	0.0	81.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
142	0.0	162.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
143	0.0	243.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
144	356.3	243.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
145	316.5	162.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
146	276.8	81.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
147	0.0	404.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
148	0.0	485.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
149	0.0	566.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
150	0.0	736.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
151	0.0	1402.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
152	0.0	1484.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
153	0.0	1566.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
154	0.0	1237.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
155	78.3	1978.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
156	156.7	1978.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
157	0.0	1886.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
158	275.0	1886.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
159	430.0	1566.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
160	469.0	1484.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
161	508.0	1402.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
162	547.0	1237.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
163	509.3	566.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
164	471.5	485.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
165	433.8	404.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

166	547.0	736.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
167	0.0	1722.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
168	353.0	1722.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
169	0.0	907.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
170	0.0	1072.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
171	547.0	907.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
172	547.0	1072.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
173	596.3	1352.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
174	247.1	2028.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
175	596.4	1171.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
176	248.6	-50.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
177	613.2	611.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
178	580.1	629.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
179	428.9	231.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
180	501.5	220.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
181	574.1	208.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
182	463.2	-36.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
183	472.7	28.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
184	482.3	92.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
185	491.9	156.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
186	342.1	63.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
187	407.4	45.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
188	351.9	-45.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
189	347.0	8.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
190	283.0	-48.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
191	317.5	-47.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
192	310.3	5.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
193	273.7	3.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
194	-14.6	1193.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
195	572.2	1766.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
196	499.1	1751.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
197	426.1	1736.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
198	501.8	1572.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
199	573.6	1577.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
200	500.5	1661.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
201	429.6	1652.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
202	465.8	1657.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
203	426.8	1695.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
204	462.5	2012.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
205	470.9	1947.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
206	480.3	1882.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
207	489.7	1816.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
208	340.3	1906.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
209	405.6	1927.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
210	350.6	2020.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
211	345.4	1963.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
212	281.6	2025.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
213	316.1	2023.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

		3													
214	271.8	1973.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
215	308.6	1968.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
216	370.1	1824.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
217	425.2	1853.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
218	78.1	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
219	156.3	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
220	234.4	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
221	312.6	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
222	390.7	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
223	468.9	989.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
224	596.4	1261.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
225	596.4	1110.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
226	190.0	-50.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
227	596.0	709.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
228	574.4	691.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
229	458.4	316.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
230	521.1	309.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
231	583.8	303.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
232	487.2	403.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
233	540.5	402.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
234	593.7	402.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
235	603.4	503.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
236	512.8	483.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
237	560.2	508.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
238	534.1	559.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
239	555.0	-18.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
240	559.8	63.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
241	561.2	129.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
242	542.4	164.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
243	409.1	164.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
244	414.5	103.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
245	357.7	109.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
246	405.9	6.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
247	288.1	-74.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
248	320.8	-73.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
249	312.8	36.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
250	287.8	40.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
251	-14.9	1238.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
252	574.6	1436.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
253	532.0	1503.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
254	583.7	1521.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
255	572.9	1671.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
256	443.5	1611.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
257	470.4	1613.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
258	463.9	1701.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
259	567.5	1848.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
260	562.7	1930.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
261	554.7	1997.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
262	521.9	2029.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
263	403.6	1982.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
264	402.1	2027.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
265	319.4	2051.	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

		0													
266	286.8	2051.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
267	286.8	1931.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
268	311.9	1935.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
269	447.0	1802.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
270	159.8	2028.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
271	84.5	2027.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
272	18.2	2028.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
273	92.2	81.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
274	184.5	81.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
275	105.5	162.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
276	211.0	162.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
277	118.7	243.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
278	237.5	243.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
279	131.9	323.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
280	263.7	323.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
281	144.6	404.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
282	289.1	404.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
283	152.9	486.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
284	310.8	486.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
285	93.9	905.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
286	110.1	821.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
287	126.3	737.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
288	142.4	652.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
289	158.0	568.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
290	322.9	568.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
291	198.9	904.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
292	243.2	820.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
293	287.6	735.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
294	331.4	651.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
295	298.3	906.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
296	360.8	825.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
297	423.6	743.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
298	362.1	921.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
299	412.2	854.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
300	468.9	794.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
301	487.9	853.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
302	482.7	919.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
303	418.2	931.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
304	439.4	879.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
305	183.3	1886.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
306	91.7	1886.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
307	208.8	1801.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
308	104.2	1802.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
309	234.8	1724.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
310	117.2	1724.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
311	261.1	1646.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
312	130.6	1646.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
313	286.9	1566.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
314	143.5	1565.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
315	312.8	1484.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
316	156.4	1484.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
317	445.4	1071.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo -

318	422.5	1154.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
319	399.5	1237.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
320	376.6	1319.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
321	340.7	1401.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
322	175.3	1401.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
323	342.1	1071.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
324	292.9	1154.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
325	243.7	1237.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
326	195.4	1319.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
327	247.0	1068.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
328	183.0	1148.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
329	118.8	1227.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
330	184.3	1054.8	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
331	133.6	1120.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
332	76.7	1179.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
333	58.8	1122.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
334	64.3	1058.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
335	128.7	1046.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
336	107.0	1096.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella dei Nodi Master:

Nodo	Tipo Nodo	Coordinate [cm]		
		x	y	z
M1	Impalcato Rigido	234.80	987.34	363.50
M2	Impalcato Rigido	236.79	985.46	853.00

3.6.3 Caratteristiche delle aste.

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle aste della struttura ed in modo particolare la colonna:

Asta : numerazione dell'asta
 Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta
 NI : nodo iniziale dell'asta
 NF : nodo finale dell'asta
 Tipo : funzione dell'asta
 Sez : sezione trasversale associata all'asta
 L : lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta
 Imp. : impalcato di appartenenza dell'asta
 KwN : modulo di Winkler normale;
 KwT : modulo di Winkler tangenziale;

	Vincoli interni
--	-----------------

186	28,7	79	62	Contr.	3	372.24	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
187	29,7	80	62	Contr.	3	319.68	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
188	33,7	84	62	Contr.	7	416.09	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
189	30,8	81	63	Contr.	3	322.56	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
190	31,8	82	63	Contr.	3	368.48	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
191	8,33	63	84	Contr.	7	416.09	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
192	13,27	64	78	Contr.	3	252.53	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
193	13,28	64	79	Contr.	3	266.08	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
194	27,14	78	65	Contr.	3	319.17	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
195	28,14	79	65	Contr.	3	213.01	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
196	15,29	66	80	Contr.	3	319.68	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
197	15,30	66	81	Contr.	3	322.56	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
198	29,16	80	67	Contr.	3	319.68	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
199	30,16	81	67	Contr.	3	322.56	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
200	31,17	82	68	Contr.	3	214.60	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
201	17,32	68	83	Contr.	3	320.09	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
202	18,31	69	82	Contr.	3	266.76	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
203	32,18	83	69	Contr.	3	251.13	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00

3.6.4 Caratteristiche delle Piastre.

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle piastre della struttura:

- Piastra : numerazione della piastra
- Impalcato : impalcato al quale appartiene la piastra
- Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra
- Spess. : spessore della piastra
- Tipo : tipologia della piastra (parete o platea)
- Numero Elementi : numero di elementi che compongono la piastra
- Nome Materiale : nome del materiale usato per progettare la piastra
- KwN : modulo di Winkler normale;
- KwT : modulo di Winkler tangenziale;

Piastra	Impalcato	Fili	Spess.	Tipo	Numero Elementi	Nome Materiale	Kwn [daN/cm³]	Kwt [daN/cm³]
1	Fondazione	9, 10, 11, 12	60.00	Platea Cls	249	Cls1	5.00	2.50

3.6.5 Carichi distribuiti sugli elementi.

Carichi Globali Aste

- Asta : numero dell'asta come da paragrafo "Caratteristiche delle aste";
- Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta;
- Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta;
- C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";
- DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale dell'asta;
- in : valore del carico distribuito relativo al nodo iniziale come da paragrafo "Caratteristiche delle aste";
- fin : valore del carico distribuito relativo al nodo finale come da paragrafo "Caratteristiche delle aste".

Asta	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m]		DGlob Y [daN/m]		DGlob Z [daN/m]	
				in.	fin.	in.	fin.	in.	fin.
1	Fondazione	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
2	Fondazione	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
3	Fondazione	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
4	Fondazione	1, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
5	Fondazione	1, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
6	Fondazione	1, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
7	Fondazione	1, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
8	Fondazione	17, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00

			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
45	Fondazione	24, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
46	Fondazione	24, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
47	Fondazione	19, 15	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
48	Fondazione	19, 15	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
49	Fondazione	15, 21	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
50	Fondazione	15, 21	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
51	Fondazione	16, 20	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
52	Fondazione	16, 20	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
53	Fondazione	22, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
54	Fondazione	22, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.00	-375.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-254.80	-254.80
55	Piano 1	1, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
56	Piano 1	18, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-452.55	-350.09
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-785.60	-668.10
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-1032.00	-750.00
57	Piano 1	2, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-323.93	-415.49
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-638.10	-743.10
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-678.00	-930.00
58	Piano 1	3, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-581.17	-493.97
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-625.00	-525.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-1500.00	-1260.00
59	Piano 1	3, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
60	Piano 1	19, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
61	Piano 1	4, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-568.09	-480.89
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-610.00	-510.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-1464.00	-1224.00
62	Piano 1	13, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
63	Piano 1	4, 21	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
64	Piano 1	5, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-260.71	-260.71
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-565.60	-565.60
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-504.00	-504.00
65	Piano 1	5, 23	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
66	Piano 1	24, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-97.21	-132.09
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-378.10	-418.10
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-54.00	-150.00
67	Piano 1	7, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-110.29	-186.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-393.10	-480.60
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-90.00	-300.00
68	Piano 1	22, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
69	Piano 1	17, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-186.59	-110.29
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-480.60	-393.10
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-300.00	-90.00
70	Piano 1	8, 20	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
71	Piano 1	13, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-533.39	-509.41
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-602.50	-575.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-1446.00	-1380.00
72	Piano 1	23, 13	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
73	Piano 1	14, 24	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-95.03	-123.37
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-375.60	-408.10
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-48.00	-126.00
74	Piano 1	15, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-369.89	-369.89
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-415.00	-415.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-996.00	-996.00

75	Piano 1	15, 19	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
76	Piano 1	21, 15	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
77	Piano 1	20, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
78	Piano 1	16, 22	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-355.60	-355.60
79	Piano 1	18, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-358.08	-358.08
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-410.00	-410.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-984.00	-984.00
80	Piano 1	19, 20	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-382.97	-382.97
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-430.00	-430.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-1032.00	-1032.00
81	Piano 1	21, 22	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-393.69	-393.69
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-410.00	-410.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-984.00	-984.00
82	Piano 1	23, 24	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-345.00	-299.22
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-395.00	-342.50
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-948.00	-822.00
83	Piano 1	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	148.81	148.81
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.51	54.51
84	Piano 1	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	165.01	165.01
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.51	54.51
85	Piano 1	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	303.60	303.60
86	Piano 1	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	306.13	306.13
87	Piano 1	5	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	151.34	151.34
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
			Vento (-Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
88	Piano 1	6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	167.49	167.49
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
			Vento (-Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
89	Piano 1	7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	322.28	322.28
90	Piano 1	8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	319.80	319.80
91	Fondazione	1, 25	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
92	Piano 1	25, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
93	Piano 1	29, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
94	Fondazione	8, 29	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
95	Piano 1	1, 25	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
96	Piano 1	1, 28	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
97	Piano 1	25, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
98	Piano 1	28, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
99	Piano 1	3, 27	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
100	Piano 1	3, 30	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
101	Piano 1	4, 26	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
102	Piano 1	33, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
103	Piano 1	5, 34	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
104	Piano 1	6, 34	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
105	Piano 1	26, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
106	Piano 1	29, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
107	Piano 1	33, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
108	Piano 1	27, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
109	Piano 1	8, 29	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
110	Piano 1	8, 30	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
111	Piano 1	13, 26	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
112	Piano 1	35, 13	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
113	Piano 1	26, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
114	Piano 1	35, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
115	Piano 1	31, 15	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
116	Piano 1	15, 32	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
117	Piano 1	31, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
118	Piano 1	16, 32	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
119	Piano 1	27, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
120	Piano 1	28, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12

121	Piano 1	18, 27	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
122	Piano 1	18, 28	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
123	Piano 1	30, 19	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
124	Piano 1	19, 31	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
125	Piano 1	30, 20	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
126	Piano 1	20, 31	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
127	Piano 1	32, 21	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
128	Piano 1	21, 33	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
129	Piano 1	32, 22	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
130	Piano 1	22, 33	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
131	Piano 1	34, 23	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
132	Piano 1	23, 35	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
133	Piano 1	34, 24	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
134	Piano 1	24, 35	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
135	Piano 2	1, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
136	Piano 2	18, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-452.55	-350.09
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-382.00	-288.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-95.50	-72.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-232.20	-168.75
137	Piano 2	2, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-323.93	-415.49
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-264.00	-348.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-66.00	-87.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-152.55	-209.25
138	Piano 2	3, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-759.93	-672.73
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-664.00	-584.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-103.57	-91.10
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-206.55	-152.55
139	Piano 2	3, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
140	Piano 2	19, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
141	Piano 2	4, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-755.57	-664.01
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-660.00	-576.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-104.02	-90.78
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-210.60	-153.90
142	Piano 2	13, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
143	Piano 2	4, 21	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
144	Piano 2	5, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
145	Piano 2	5, 23	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-330.47	-384.97
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-270.00	-320.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-67.50	-80.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-156.60	-190.35
146	Piano 2	24, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-358.81	-310.85
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-296.00	-252.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-74.00	-63.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-174.15	-144.45
147	Piano 2	7, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.47	-190.95
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-70.00	-142.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-17.50	-35.50
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-21.60	-70.20
148	Piano 2	22, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
149	Piano 2	17, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-186.59	-110.29
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-138.00	-68.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-34.50	-17.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-67.50	-20.25
150	Piano 2	8, 20	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
151	Piano 2	13, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-364.62	-364.62
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-334.00	-334.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-83.50	-83.50
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-211.95	-211.95
152	Piano 2	23, 13	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-411.13	-467.81
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-344.00	-396.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-86.00	-99.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-206.55	-241.65
153	Piano 2	14, 24	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-422.03	-378.43
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-354.00	-314.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-88.50	-78.50
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-213.30	-186.30
154	Piano 2	15, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-747.03	-747.03
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-678.00	-678.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-98.37	-98.37
155	Piano 2	15, 19	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
156	Piano 2	21, 15	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
157	Piano 2	20, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59

158	Piano 2	16, 22	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-77.59	-77.59
159	Piano 2	18, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-358.08	-358.08
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-328.00	-328.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-82.00	-82.00
			Neve	0.00	0.00	0.00	0.00	-207.90	-207.90
160	Piano 2	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	148.81	148.81
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.51	54.51
161	Piano 2	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	165.01	165.01
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.51	54.51
162	Piano 2	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	303.60	303.60
163	Piano 2	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	306.13	306.13
164	Piano 2	5	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (+X)	0.00	0.00	0.00	0.00	151.34	151.34
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
			Vento (-Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
165	Piano 2	6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	167.49	167.49
			Vento (+Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
			Vento (-Y)	0.00	0.00	0.00	0.00	54.05	54.05
166	Piano 2	7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	322.28	322.28
167	Piano 2	8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-112.08	-112.08
			Vento (-X)	0.00	0.00	0.00	0.00	319.80	319.80
168	Piano 1	1, 25	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
169	Piano 2	25, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
170	Piano 1	5, 26	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
171	Piano 2	26, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
172	Piano 2	33, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
173	Piano 1	8, 33	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
174	Piano 2	1, 25	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
175	Piano 2	32, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
176	Piano 2	25, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
177	Piano 2	2, 32	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
178	Piano 2	3, 30	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
179	Piano 2	3, 31	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
180	Piano 2	4, 28	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
181	Piano 2	4, 29	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
182	Piano 2	5, 26	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
183	Piano 2	5, 27	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
184	Piano 2	26, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
185	Piano 2	27, 6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
186	Piano 2	28, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
187	Piano 2	29, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
188	Piano 2	33, 7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
189	Piano 2	30, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
190	Piano 2	31, 8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
191	Piano 2	8, 33	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-31.31	-31.31
192	Piano 2	13, 27	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
193	Piano 2	13, 28	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
194	Piano 2	27, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
195	Piano 2	28, 14	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
196	Piano 2	15, 29	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
197	Piano 2	15, 30	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
198	Piano 2	29, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
199	Piano 2	30, 16	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
200	Piano 2	31, 17	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
201	Piano 2	17, 32	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
202	Piano 2	18, 31	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12
203	Piano 2	32, 18	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.12	-22.12

Carichi Locali distribuiti sulle Piastre

- Piastra : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle piastre";
 Imp. : impalcato al quale appartiene la piastra;
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra;
 C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";
 DL0c : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento locale della piastra;

Piastra	Imp.	Fili	C.C.	DLoc X [daN/m ²]	DLoc Y [daN/m ²]	DLoc Z [daN/m ²]
1	Fondazione	9, 10, 11, 12	Car. Permanenti G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Permanenti G2	0.00	0.00	0.00
			Car. d'Esercizio	0.00	0.00	0.00

Carichi Globali distribuiti sulle Piastre

Piastra : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle piastre";
 Imp. : impalcato al quale appartiene la piastra;
 Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra;
 C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";
 DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale della piastra;

Piastra	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m ²]	DGlob Y [daN/m ²]	DGlob Z [daN/m ²]
1	Fondazione	9, 10, 11, 12	Car. Permanenti G1	0.00	0.00	-1500.00
			Car. Permanenti G2	0.00	0.00	-250.00
			Car. d'Esercizio	0.00	0.00	-600.00

4 Risultati di Calcolo.

N.B. Le tabelle richiamate ai vari riferimenti sono contenute nell'allegato "Tabulati di Calcolo"

4.1 Risultati Condizioni.

4.1.1 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G1).

4.1.1.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 1.I

4.1.1.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 2.I

4.1.1.3 Piastre SLU

Vedi tabella 3.I

4.1.2 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G2).

4.1.2.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 4.I

4.1.2.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 5.I

4.1.2.3 Piastre SLU

Vedi tabella 6.I

4.1.3 Risultati Condizioni (Carichi d'Esercizio).

4.1.3.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 7.I

4.1.3.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 8.I

4.1.3.3 Piastre SLU

Vedi tabella 9.I

4.1.4 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale X).

4.1.4.1 Cinematismi nodali SLV

Vedi tabella 10.I

4.1.4.2 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 11.I

4.1.4.3 Piastre SLV

Vedi tabella 12.I

4.1.5 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale Y).

4.1.5.1 Cinematismi nodali SLV

Vedi tabella 13.I

4.1.5.2 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 14.I

4.1.5.3 Piastre SLV

Vedi tabella 15.I

4.1.6 Risultati Condizioni (Sisma X).

Vedi tabella 16.I

4.1.6.1 Cinematismi nodali SLV

Vedi tabella 17.I

4.1.6.2 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 18.I

4.1.6.3 Piastre SLV

Vedi tabella 19.I

4.1.7 Risultati Condizioni (Sisma Y).

Vedi tabella 20.I

4.1.7.1 Cinematismi nodali SLV

Vedi tabella 21.I

4.1.7.2 Sollecitazioni SLV

Vedi tabella 22.I

4.1.7.3 Piastre SLV

Vedi tabella 23.I

4.1.8 Risultati Condizioni (Vento (+X)).

4.1.8.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 24.I

4.1.8.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 25.I

4.1.8.3 Piastre SLU

Vedi tabella 26.I

4.1.9 Risultati Condizioni (Vento (-X)).

4.1.9.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 27.I

4.1.9.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 28.I

4.1.9.3 Piastre SLU

Vedi tabella 29.I

4.1.10 Risultati Condizioni (Vento (+Y)).

4.1.10.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 30.I

4.1.10.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 31.I

4.1.10.3 Piastre SLU

Vedi tabella 32.I

4.1.11 Risultati Condizioni (Vento (-Y)).

4.1.11.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 33.I

4.1.11.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 34.I

4.1.11.3 Piastre SLU

Vedi tabella 35.I

4.1.12 Risultati Condizioni (Neve).

4.1.12.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 36.I

4.1.12.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 37.I

4.1.12.3 Piastre SLU

Vedi tabella 38.I

4.2 Inviluppi.

Gli effetti relativi alle varie combinazioni sono considerati utilizzando la tecnica dell'inviluppo, in modo da considerare i massimi effetti relativi allo stato limite in esame.

Tale tecnica è stata utilizzata per:

- Cinematismi nodali;
- Sforzo Normale;
- Momento Torcente;
- Momento Flettente X-Z;
- Taglio X-Z;
- Momento Flettente X-Y;
- Taglio X-Y;

4.2.1 Inviluppi dei Cinematismi nodali.

4.2.1.1 Inviluppi SLU.

Vedi tabella 39.I

4.2.1.2 Inviluppi SLD.

Vedi tabella 39.I

4.2.1.3 Inviluppi SLO.

Vedi tabella 39.I

4.2.1.4 Inviluppi SLE

Vedi tabella 40.I

Vedi tabella 40.II

Vedi tabella 40.III

4.2.2 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.

Vedi tabella 41.I

4.2.3 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.

Vedi tabella 42.I

4.2.4 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.

Vedi tabella 43.I

4.2.5 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.

Vedi tabella 44.I

4.2.6 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.

Vedi tabella 45.I

4.2.7 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.

Vedi tabella 46.I

4.2.8 Involuppi Piastre

4.2.8.1 Involuppi SLV.

Vedi tabella 47.I
Vedi tabella 47.II

4.2.8.2 Involuppi SLD.

Vedi tabella 48.I
Vedi tabella 48.II

4.2.8.3 Involuppi SLO.

Vedi tabella 49.I
Vedi tabella 49.II

4.2.8.4 Involuppi SLE

Vedi tabella 50.I
Vedi tabella 50.II
Vedi tabella 50.III
Vedi tabella 50.IV
Vedi tabella 50.V
Vedi tabella 50.VI

4.3 Combinazioni.

La terminologia utilizzata è la seguente :

Nodo Vinc.	: numerazione interna del nodo vincolato.
Asta	: numerazione interna al calcolo dell'asta.
Imp.	: livello di appartenenza dell'asta.
Fili	: Fili Fissi delimitanti l'asta.
L	: Lunghezza dell'asta nel modello di calcolo.
Comb	: Combinazione di Carico.

Sollecitazioni:

Ni	: Valore dello Sforzo normale nella i-esima sezione.
Mti	: Valore del Momento Torcente nella i-esima sezione.
Mxzi	: Valore del Momento Flettente X-Z nella i-esima sezione.
Txzi	: Valore del Taglio X-Z nella i-esima sezione.
Mxyi	: Valore del Momento Flettente X-Y nella i-esima sezione.
Txyi	: Valore dello Taglio X-Y nella i-esima sezione.
X	: distanza dal nodo iniziale della sezione i-esima misurata lungo l'asse dell'asta.

Reazioni:

Rx	: reazione vincolare in direzione X (riferimento globale);
Ry	: reazione vincolare in direzione Y (riferimento globale);
Rz	: reazione vincolare in direzione Z (riferimento globale);
Rfx	: reazione vincolare intorno ad X (riferimento globale);
Rfy	: reazione vincolare intorno ad Y (riferimento globale);
Rfz	: reazione vincolare intorno ad Z (riferimento globale).

4.3.1 Sforzo Normale - Combinazioni SLV.

Vedi tabella 51.I

4.3.2 Sforzo Normale - Combinazioni SLD.

Vedi tabella 52.I

4.3.3 Sforzo Normale - Combinazioni SLO.

Vedi tabella 53.I

4.3.4 Sforzo Normale - Combinazioni SLE Caratteristiche.

Vedi tabella 54.I

4.3.5 Sforzo Normale - Combinazioni SLE Frequenti.

Vedi tabella 55.I

4.3.6 Sforzo Normale - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

Vedi tabella 56.I

4.3.7 Momento Torcente - Combinazioni SLV.

Vedi tabella 57.I

4.3.8 Momento Torcente - Combinazioni SLD.

Vedi tabella 58.I

4.3.9 Momento Torcente - Combinazioni SLO.

Vedi tabella 59.I

4.3.10 Momento Torcente - Combinazioni SLE Caratteristiche.

Vedi tabella 60.I

4.3.11 Momento Torcente - Combinazioni SLE Frequenti.

Vedi tabella 61.I

4.3.12 Momento Torcente - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

Vedi tabella 62.I

4.3.13 Momento Flettente - Combinazioni SLV.

Vedi tabella 63.I

4.3.14 Momento Flettente - Combinazioni SLD.

Vedi tabella 64.I

4.3.15 Momento Flettente - Combinazioni SLO.

Vedi tabella 65.I

4.3.16 Momento Flettente - Combinazioni SLE Caratteristiche.

Vedi tabella 66.I

4.3.17 Momento Flettente - Combinazioni SLE Frequenti.

Vedi tabella 67.I

4.3.18 Momento Flettente - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

Vedi tabella 68.I

4.3.19 Taglio X-Z - Combinazioni SLV.

Vedi tabella 69.I

4.3.20 Taglio X-Z - Combinazioni SLD.

Vedi tabella 70.I

4.3.21 Taglio X-Z - Combinazioni SLO.

Vedi tabella 71.I

4.3.22 Taglio X-Z - Combinazioni SLE Caratteristiche.

Vedi tabella 72.I

4.3.23 Taglio X-Z - Combinazioni SLE Frequenti.

Vedi tabella 73.I

4.3.24 Taglio X-Z - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

Vedi tabella 74.I

4.3.25 Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLV.

Vedi tabella 75.I

4.3.26 Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLD.

Vedi tabella 76.I

4.3.27 Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLO.

Vedi tabella 77.I

4.3.28 Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLE Caratteristiche.

Vedi tabella 78.I

4.3.29 Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLE Frequenti.

Vedi tabella 79.I

4.3.30 Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

Vedi tabella 80.I

4.3.31 Taglio X-Y - Combinazioni SLV.

Vedi tabella 81.I

4.3.32 Taglio X-Y - Combinazioni SLD.

Vedi tabella 82.I

4.3.33 Taglio X-Y - Combinazioni SLO.

Vedi tabella 83.I

4.3.34 Taglio X-Y - Combinazioni SLE Caratteristiche.

Vedi tabella 84.I

4.3.35 Taglio X-Y - Combinazioni SLE Frequenti.

Vedi tabella 85.I

4.3.36 Taglio X-Y - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.

Vedi tabella 86.I

4.4 Tensioni sul Terreno.

Vedi tabella 86.II

4.5 Verifiche Nodi.

4.5.1 Verifiche SLV - Verifica Nodo.

Vedi tabella 87.I

4.6 Verifica Aste.

4.6.1 Aste in Acciaio.

4.6.1.1 Verifiche Generiche.

Vedi Dati 88.I del Tabulato.

4.6.1.2 Verifica degli spostamenti laterali

Ai sensi del punto 4.2.4.2.2 delle NTC vengono controllati gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne per le combinazioni S.L.E. delle azioni, i quali devono limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio valutata sulla base degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione e delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

I valori limite imposti sono dunque, nel caso specifico:

SLE Caratteristiche	: $\delta/h < 0.00300$
SLE Frequenti	: $\delta/h < 0.00300$
SLE Quasi permanenti	: $\delta/h < 0.00300$

e

SLE Caratteristiche	: $\Delta/h < 0.00200$
SLE Frequenti	: $\Delta/h < 0.00200$
SLE Quasi permanenti	: $\Delta/h < 0.00200$

Dove i valori di "H" e "h" rappresentano rispettivamente l'altezza totale dell'intera pilastrata e del singolo pilastro contenuto nella pilastrata stessa, mentre "D" e "d" sono gli spostamenti massimi in testa alla pilastrata ed al pilastro.

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti su tutte le colonne interessate da tali verifiche.

Vedi tabelle 89.I

4.7.1 Involuppi dei Cinematismi nodali.

I dati seguenti riportano i valori dei Cinematismi nodali che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Vedi tabella 90.I

Per edifici con il seguente tipo di elementi: tamponamenti collegati rigidamente (Tamponature fragili), il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

$$d_r < 0.0050 h$$

dove:

d_r : spostamento relativo tra due impalcati consecutivi;

h : altezza dell'impalcato;

Vedi tabella 90.II

4.8 Verifica Stati Limite di Operatività.

4.8.1 Involuppi dei Cinematismi nodali.

I dati seguenti riportano i valori dei Cinematismi nodali che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Vedi tabella 91.I

Per edifici con il seguente tipo di elementi: tamponamenti collegati rigidamente (Tamponature fragili), il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

$$d_r < (2/3) \cdot 0.0050 h$$

Vedi tabella 91.II

4.9 Verifica Elementi Bidimensionali.

4.9.1 Verifica Piastre.

4.9.1.1 Verifica Piastre in C.A..

4.9.1.1.1 Dati Generali

Vedi tabella 92.I

Disposizione Armature

Vedi tabella 92.II

4.9.1.1.2 Verifiche SLV - Flessione.

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 2.11

Vedi tabella 93.I

4.9.1.1.3 Verifiche SLV - Taglio

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 2.24

Vedi tabella 94.I

4.9.1.1.4 Verifiche SLE - Fessurazione

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore >10

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore >10

Vedi tabella 95.I

4.9.1.1.5 Verifiche SLE - Tensioni di Esercizio

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 4.42

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 4.90

Vedi tabella 96.I

4.9.1.1.6 Verifiche SLD - Resistenza a Flessione.

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 4.69

Vedi tabella 97.I

5. ASSUNZIONI

Durante la fase di progettazione è stata assunta come tamponatura una vetrata antisfondamento, il cui peso risulta variare dai 15 kg/mq circa, per uno spessore di 6,5mm circa, agli oltre 40kg/mq per spessori prossimi ai 20mm. Poiché, in fase di progettazione, non è nota la tipologia di tamponatura che verrà realizzata, è stato assunto, a vantaggio di sicurezza una tamponatura di default con un peso proprio pari a 80 daN/mq.

Sommario

1	Introduzione	2
1.1	Premessa	2
1.1.1	Cenni sulla casa produttrice del software	2
1.2	Riferimenti Legislativi.	2
1.3	Convenzioni,Unità di misura e simboli adottati.....	3
2	Descrizione del Modello.	4
2.1	Modello assunto per il calcolo.	4
2.2	Tipo di calcolo.	6
2.3	Condizioni di carico valutate	8
2.4	Procedura di Verifica degli elementi.	20
2.4.1	Elementi in C.A.	20
2.4.2	Elementi in Acciaio.....	25
3	Dati.....	32
3.1	Dati Generali.....	32
3.2	Elenco e Caratteristiche dei materiali.	35
3.3	Elenco e caratteristiche delle colonne stratigrafiche.....	35
3.4	Elenco dei carichi.....	36
3.4.1	Pesi propri unitari - G1.....	36
3.4.2	Carichi Permanenti unitari - G2.....	37
3.4.3	Carichi Variabili unitari - Q.....	37
3.4.4	Pesi Impalcati.....	38
3.4.5	Azione del Vento.	38
3.4.6	Carico della Neve.....	43
3.5	Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.....	45
3.6	Geometria Struttura.....	48
3.6.1	Fili Fissi.	48
3.6.2	Caratteristiche dei nodi.	49
3.6.3	Caratteristiche delle aste.	56
3.6.4	Caratteristiche delle Piastre.....	59
3.6.5	Carichi distribuiti sugli elementi.....	59
4	Risultati di Calcolo.	65
4.1	Risultati Condizioni.	65
4.1.1	Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G1).	65
4.1.1.1	Cinematismi nodali SLU.....	65
4.1.1.2	Sollecitazioni SLU	65
4.1.1.3	Piastre SLU	65
4.1.2	Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G2).	66
4.1.3	Risultati Condizioni (Carichi d'Esercizio).....	66
4.1.4	Risultati Condizioni (Torsione Accidentale X).	66
4.1.5	Risultati Condizioni (Torsione Accidentale Y).	67
4.1.6	Risultati Condizioni (Sisma X).	67
4.1.7	Risultati Condizioni (Sisma Y).	68
4.1.8	Risultati Condizioni (Vento (+X)).	68
4.1.9	Risultati Condizioni (Vento (-X)).	68
4.1.10	Risultati Condizioni (Vento (+Y)).	69
4.1.11	Risultati Condizioni (Vento (-Y)).	69
4.1.12	Risultati Condizioni (Neve).	69
4.2.1	Inviluppi dei Cinematismi nodali.....	70

4.2.2	Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.....	70
4.2.3	Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.....	70
4.2.4	Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.	71
4.2.5	Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.	71
4.2.6	Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.....	71
4.2.7	Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.	71
4.2.8	Inviluppi Piastre.....	71
4.3.1	Sforzo Normale - Combinazioni SLV.	72
4.3.2	Sforzo Normale - Combinazioni SLD.	72
4.3.3	Sforzo Normale - Combinazioni SLO.	72
4.3.4	Sforzo Normale - Combinazioni SLE Caratteristiche.....	72
4.3.5	Sforzo Normale - Combinazioni SLE Frequenti.....	72
4.3.6	Sforzo Normale - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.	73
4.3.7	Momento Torcente - Combinazioni SLV.	73
4.3.8	Momento Torcente - Combinazioni SLD.	73
4.3.9	Momento Torcente - Combinazioni SLO.	73
4.3.10	Momento Torcente - Combinazioni SLE Caratteristiche.	73
4.3.11	Momento Torcente - Combinazioni SLE Frequenti.	73
4.3.12	Momento Torcente - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.	73
4.3.13	Momento Flettente - Combinazioni SLV.....	73
4.3.14	Momento Flettente - Combinazioni SLD.....	73
4.3.15	Momento Flettente - Combinazioni SLO.....	73
4.3.16	Momento Flettente - Combinazioni SLE Caratteristiche.....	74
4.3.17	Momento Flettente - Combinazioni SLE Frequenti.....	74
4.3.18	Momento Flettente - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.	74
4.3.19	Taglio X-Z - Combinazioni SLV.....	74
	Vedi tabella 69.I.....	74
4.3.20	Taglio X-Z - Combinazioni SLD.....	74
	Vedi tabella 70.I.....	74
4.3.21	Taglio X-Z - Combinazioni SLO.	74
4.3.22	Taglio X-Z - Combinazioni SLE Caratteristiche.	74
4.3.23	Taglio X-Z - Combinazioni SLE Frequenti.	74
4.3.24	Taglio X-Z - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.....	74
4.3.25	Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLV.	74
4.3.26	Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLD.	75
4.3.27	Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLO.	75
4.3.28	Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLE Caratteristiche.....	75
4.3.29	Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLE Frequenti.....	75
4.3.30	Momento Flettente X-Y - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.	75
4.3.31	Taglio X-Y - Combinazioni SLV.....	75
4.3.32	Taglio X-Y - Combinazioni SLD.....	75
4.3.33	Taglio X-Y - Combinazioni SLO.....	75
4.3.34	Taglio X-Y - Combinazioni SLE Caratteristiche.....	75
4.3.35	Taglio X-Y - Combinazioni SLE Frequenti.....	75
4.3.36	Taglio X-Y - Combinazioni SLE Quasi Permanenti.	76
4.5	Verifiche Nodi.....	76
4.5.1	Verifiche SLV - Verifica Nodo.....	76
4.6	Verifica Aste.	76
4.6.1	Aste in Acciaio.....	76
4.7.1	Inviluppi dei Cinematismi nodali.....	77
4.8	Verifica Stati Limite di Operatività.	77

4.8.1 Involuppi dei Cinematismi nodali.....	77
4.9 Verifica Elementi Bidimensionali.....	77
4.9.1 Verifica Piastre.....	77
5. ASSUNZIONI.....	78