



REGIONE CAMPANIA
Comune di Santa Maria a Vico
PROGETTO ESECUTIVO



D.Lgs. 50/2016

**ADEGUAMENTO DELLIMPIANTO SPORTIVO
COMUNALE TORRE**

PROTOCOLLO:

TITOLO ELABORATO:
RELAZIONE GENERALE

IL PROGETTISTA:

IL RUP:

ELABORATO:
R.2.1

DATA:
OTTOBRE 2020



REV. DATA DI APPROV. SCOPO EMISS.

00

SOSTITUISCE

PRIMA EMISSIONE

DESCRIZIONE DELLA REVISIONE

COMMESSA

RED. CONTROLLO APPROV.

AUTORIZZAZIONE EMISSIONE

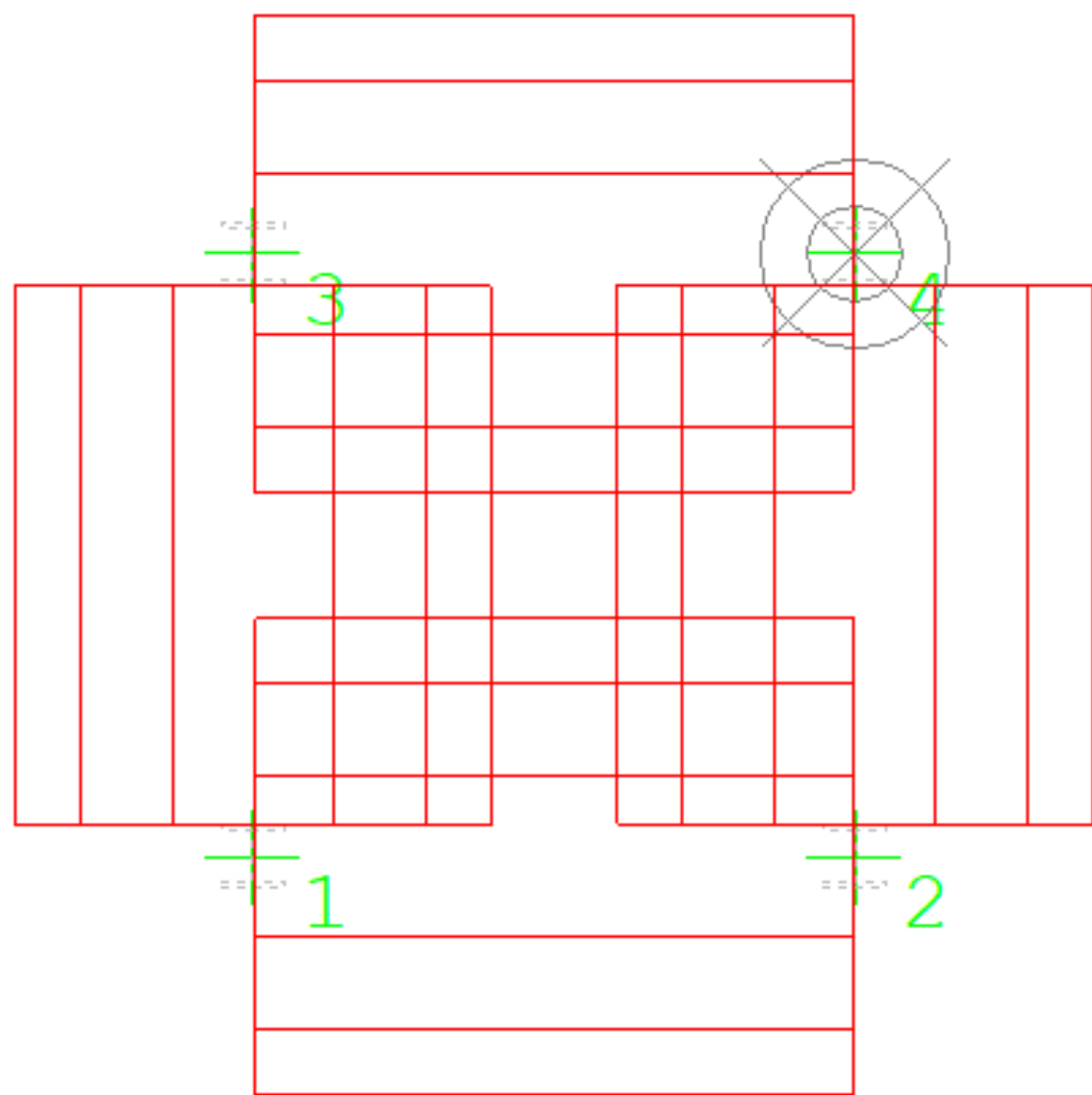
ENTE EMITTENTE

Descrizione geometrica.

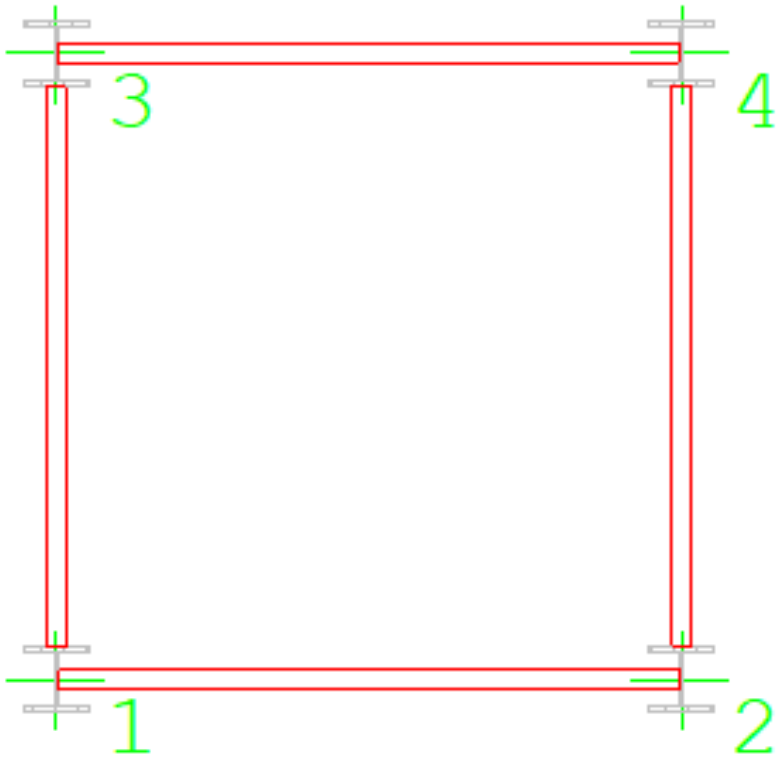
Larghezza costruzione : 1.90 m
Lunghezza costruzione : 1.90 m
Altezza costruzione : 6.45 m

- Livelli -

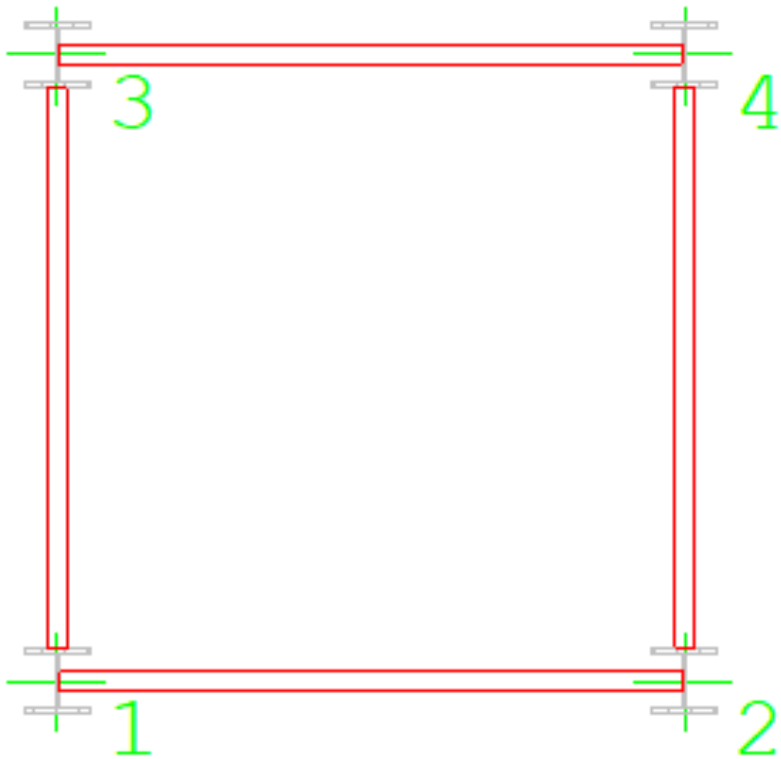
Fondazione



Piano 1



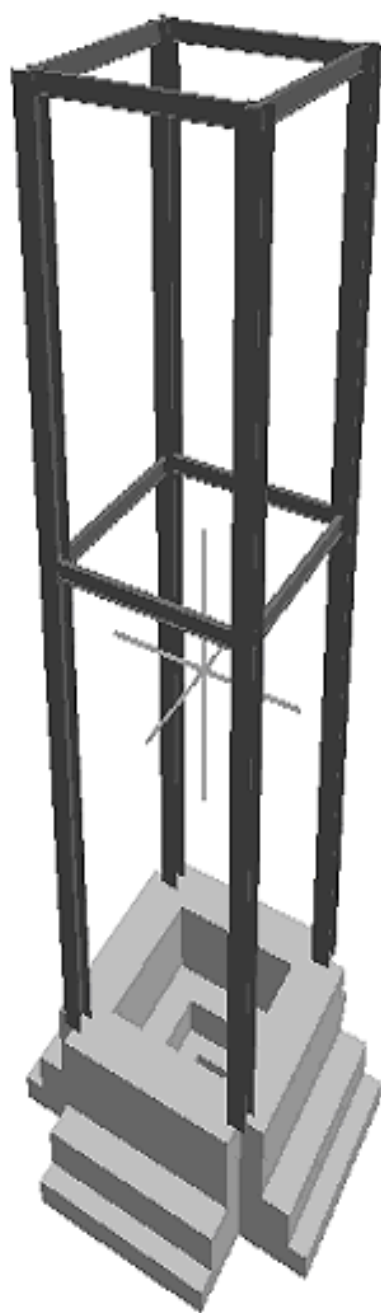
Piano 2



- Sezioni, Assonometrie, Altro -

- Assonometrie –

Assonometria 1



Caratteristiche geologiche.

Dalla Relazione Geologica redatta dalla GEO GAV srl si riporta il seguente andamento stratigrafico del terreno:

Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

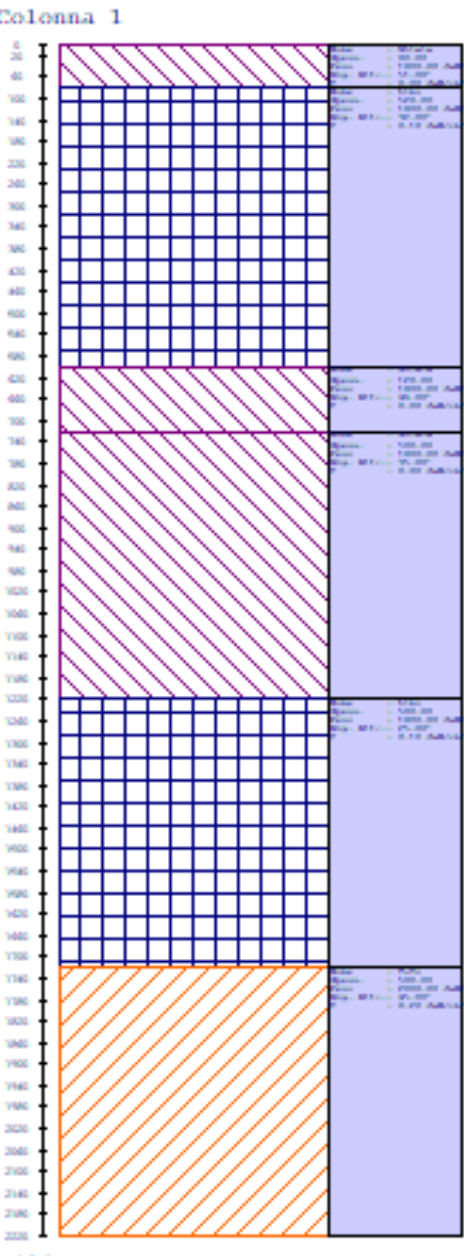
- Filo : Filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;
- Colonna : Nome della colonna stratigrafica;
- Impalcato : Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;
- Falda : Presenza della falda;
- Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);
- Pos. Piano Posa : Posizione del piano di posa rispetto all'estradosso dell'elemento di fondazione;
- No. Strati : Numero degli strati della colonna stratigrafica.

Filo	Colonna	Impalcato	Falda	Prof. Falda [cm]	Pos. Piano Posa [cm]	No. Strati
1	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	1	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	2	Non Presente	-	50.00	6
2	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	1	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	2	Non Presente	-	50.00	6
3	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	1	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	2	Non Presente	-	50.00	6
4	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	1	Non Presente	-	50.00	6
	Colonna 1	2	Non Presente	-	50.00	6

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;
- νt : Coefficiente di Poisson;
- Eed : Modulo Edometrico;
- OCR : Grado di sovraconsolidazione del terreno.

Colonna	Strato	Spess. [cm]	Peso [daN/m ³]	Peso eff. [daN/m ³]	NSPT	Qc [daN/c m ²]	φ [°]	C [daN/c m ²]	Cu [daN/c m ²]	E [daN/c m ²]	G [daN/c m ²]	νt [°]	Eed [daN/c m ²]	OC R
Colonna 1	Ghiaia	80.00	1900.00	900.00	82.00	164.00	51.00	0.00	0.00	500.00	4102.00	0.19	196.00	1.00
	Limo	520.00	1800.00	800.00	16.00	32.00	32.00	0.10	0.10	61.00	902.00	0.32	30.73	1.00
	Ghiaia	120.00	1900.00	900.00	64.00	128.00	46.00	0.00	0.00	396.00	3250.00	0.22	159.00	1.00
	Ghiaia	500.00	1900.00	900.00	-	-	35.00	0.00	0.00	500.00	200.00	0.35	-	1.00
	Limo	500.00	1800.00	800.00	-	-	25.00	0.10	0.10	150.00	100.00	0.35	-	1.00
	Tufo	500.00	2000.00	1000.00	-	-	45.00	0.20	0.20	500.00	200.00	0.40	-	1.00



Normative di Riferimento.

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.'

Norma UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2:

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

Norma UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3:

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

Norma 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.'

Descrizione modello strutturale.

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 rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza.

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 rigidità 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 cinematisma, 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 rigidità 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 rigidità

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.

- Caratteristiche dei nodi -

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

- Nodo

Coordinate

Imp.

Slave

Vincoli

x

y

z

Rx

Ry

Rz

Inoltre:

np

p

Kt

Kr
- : numerazione interna del nodo.

: coordinate del nodo secondo il sistema di riferimento globale cartesiano.

: impalcato di appartenenza del nodo.

: nodo dipendente da un nodo MASTER definito nella tabella specifica;

: eventuali vincoli esterni del nodo in ognuna delle 6 direzioni:

: direzione X rispetto al sistema di riferimento globale;

: direzione Y rispetto al sistema di riferimento globale;

: direzione Z rispetto al sistema di riferimento globale;

: rotazione attorno all'asse X del sistema di riferimento globale;

: rotazione attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale;

: rotazione attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale;

: non presenza di vincoli;

: valore infinito della rigidezza;

: valore finito delle rigidezze traslazionali da leggere nella tabella specifica;

: valore finito delle rigidezze rotazionali da leggere nella tabella specifica;

- Masse Nodali:
- M
- MIx
- MIy
- MIz
- : valore della massa traslazionale
- : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse X
- : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Y
- : 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*cm²]	MIy [daNM*cm²]	MIz [daNM*cm²]
1	0.0	0.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
2	190.0	0.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.0	190.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
4	190.0	190.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.0	0.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
6	190.0	0.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.0	190.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
8	190.0	190.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.0	0.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
10	190.0	0.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.0	190.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
12	190.0	190.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

- 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
- Nodo In.: nodo iniziale dell'asta
- Nodo Fin. : nodo finale dell'asta
- Tipo : funzione dell'asta
- Sez. : sezione trasversale associata all'asta come da 3.4
- L : lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta
- Imp. : impalcato di appartenenza dell'asta

								Vincoli interni											
Ast a	Fili	No do In.	No do Fin.	Tipo	Sez.	L [cm]	Imp.	Estremo In.						Estremo Fin.					
								SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ	SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ
1	2, 1	2	1	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1, 3	1	3	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	4, 2	4	2	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	3, 4	3	4	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	2, 1	6	5	Trave Elev.	3	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
6	1, 3	5	7	Trave Elev.	3	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7	4, 2	8	6	Trave Elev.	3	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8	3, 4	7	8	Trave Elev.	3	190.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
9	1	5	1	Pilastro	2	365.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	2	6	2	Pilastro	2	365.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11	3	7	3	Pilastro	2	365.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
12	4	8	4	Pilastro	2	365.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13	2, 1	10	9	Trave Elev.	3	190.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
14	1, 3	9	11	Trave Elev.	3	190.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15	4, 2	12	10	Trave Elev.	3	190.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
16	3, 4	11	12	Trave Elev.	3	190.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
17	1	9	5	Pilastro	2	280.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18	2	10	6	Pilastro	2	280.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19	3	11	7	Pilastro	2	280.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	4	12	8	Pilastro	2	280.00	Piano 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Caratteristiche dei materiali.

Nell'ambito del progetto, per sviluppare i calcoli strutturali, si è fatto riferimento ai parametri tecnici dei seguenti materiali divisi per categoria di appartenenza:

a - Calcestruzzo

Nom e	Classe	Rck [daN/c m²]	ν	ps [daN/ m³]	αt [1/°C]	Ec [daN/c m²]	FC	γm,c	Ect/ Ec	fck [daN/c m²]	fed SLV [daN/c m²]	fctd SLV [daN/c m²]	fed SLD [daN/c m²]	fctd SLD [daN/c m²]	fctk,0.0 5 [daN/c m²]	fctm [daN/c m²]	εc2 [%o]	εcu2 [%o]
ClsI	C25/30	300	0.15	2500.00	1.0E-005	314758.06	1.00	1.50	0.50	250.00	141.67	11.97	212.50	17.95	17.95	25.65	2.00	3.50

b - Acciaio per C.A.

Nome	Tipo	γm	γE	FC	Es [daN/cm ²]	fyk [daN/cm ²]	ftk [daN/cm ²]	fd SLV [daN/cm ²]	fd SLD [daN/cm ²]	fd SLE [daN/cm ²]	k	εud [%o]
BarreI	B450C	1.15	-	1.00	2100000.00	4500.00	5400.00	3913.04	4500.00	3913.04	1.00	10.00

c - Acciaio per carpenteria.

Nome	Norm.	Tipo	ν	ps [daN/m³]	αt [1/°C]	E [daN/cm²]	γM0	γM1	γM2	fy [daN/cm²]	fu [daN/cm²]
AcciaioI	UNI EN 10025-2	S235	0.30	7850.00	1.2E-005	2100000.00	1.05	1.05	1.25	2350.00	3600.00

Vita nominale.

La vita nominale della costruzione è posta pari a 50 (Opere Ordinarie). La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

Classe d'uso e di duttilità.

In base alla vita utile definita precedentemente, la costruzione viene classificata come III.
Classe di duttilità : ND
La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

Stati limite e prestazioni attese di esercizio.

Le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita, scelte dal Committente e dal Progettista, da effettuare riguardano:

In riferimento alle verifiche agli stati limite di esercizio effettuate, si riportano i valori limite delle relative grandezze.
La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

- Elementi in c.a. - Verifiche SLV

Travi

Flessione Composta
Taglio

Pilastr

- Elementi in c.a. - Verifiche SLD

Travi

Flessione Composta
Taglio

Pilastr

- Elementi in c.a. - Verifiche SLE

Travi

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80
Quasi permanente	0.45	0.80
FESSURAZIONE		
Combinazione	Ampiezza massima della fessura [mm]	
Frequente	0.40	
Quasi permanente	0.30	

Pilastri

- Elementi in acciaio -

Travi

Resistenza SLV
Stabilità SLE - Caratteristica
Stabilità SLE - Frequente
Stabilità SLE - Quasi Permanente

Pilastri

Resistenza SLV
Deformabilità SLV
Resistenza SLE - Caratteristica

Verifiche Geotecniche.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:
L'approccio progettuale scelto è APPROCCIO 2.

- (punti 6.4.2.1 del DM 17/01/2018 e 6.4.3 per fondazioni su pali del DM 17/01/2018)

A1 + M1 + R3

Dove:

- Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	COEFFICIENTE PARZIALE	Comb. A1
PERMANENTI	γ_{G1ns}	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	γ_{G2ns}	1.5
VARIABILI	γ_{Qi}	1.5

- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE	Comb. M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi$	1.0
Coesione drenata del terreno	C	1.0
Coesione non drenata del terreno	C_u	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	1.0

- Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE R3
Capacità portante	$\gamma_R = 2.3$

Le verifiche eseguite verranno riassunte nella relazione geotecnica e sulle fondazioni allegata.

Verifica a Stato Limite di Danno.

La verifica a stato limite di danno viene effettuata utilizzando, su scelta del Committente e del Progettista, il valore limite per ogni impalcato pari al 5 per mille.

La descrizione del tamponamento: Tamponamenti fragili.

Verifica a Stato Limite di Operatività.

Per edifici con Tamponamenti fragili il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

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

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;
- torsioni accidentali;
- carichi utente;

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:

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

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

La frequenza (f) dei modi di vibrare è calcolata come:

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

Il periodo (T) è calcolato come:

$$T = 1 / f$$

Utilizzando il vettore di trascinamento " \underline{d} " (o di direzione di entrata del sisma) calcoliamo i "fattori di partecipazione modali"

(Γ_i):

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

dove: ϕ_i = autovettori normalizzati relativi al modo i-esimo

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:

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

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 il braccio pari al 5% della dimensione massima dell'ingombro in pianta nella direzione ortogonale a quella considerata.

Teoria verifiche Stati Limite.

- 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:

- Flessione composta deviata

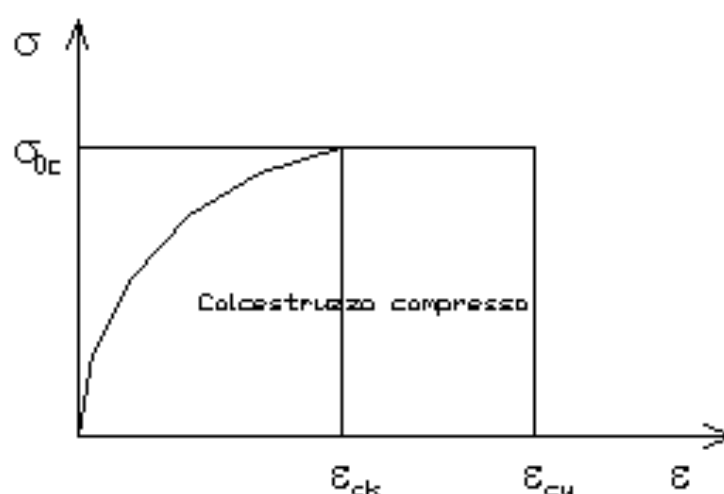
Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Sforzo Normale, Momento Flettente X-Z, Momento Flettente X-Y.

La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso le conoscenze del comportamento meccanico della sezione in esame, delle caratteristiche dei materiali di cui è composta ed in base ai 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. 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:



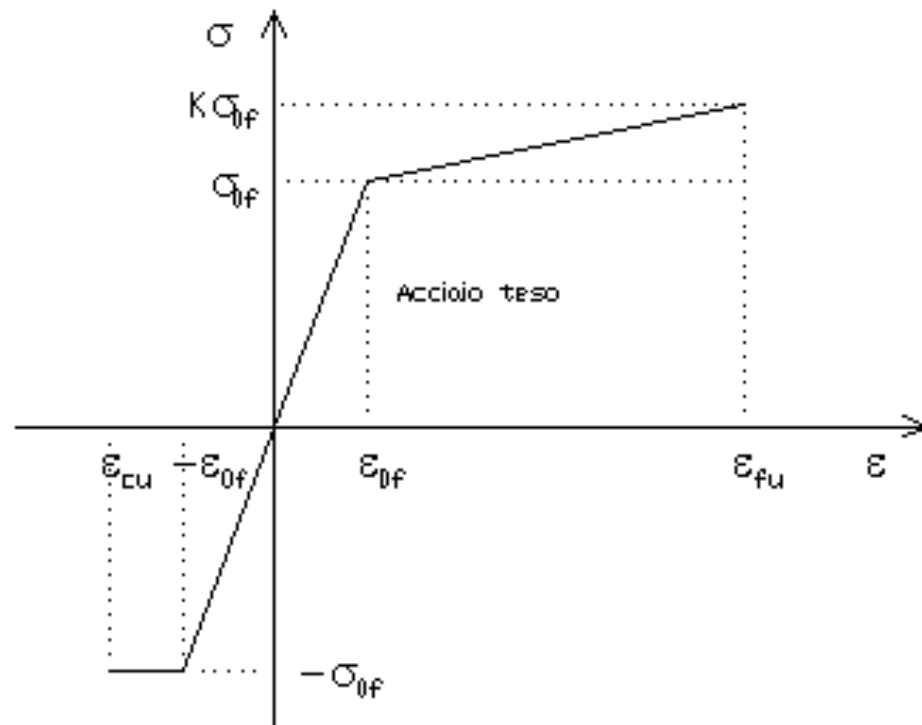
dove: ϵ_{ck} = deformazione caratteristica;
 ϵ_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;
 σ_{0c} = resistenza di calcolo del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

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

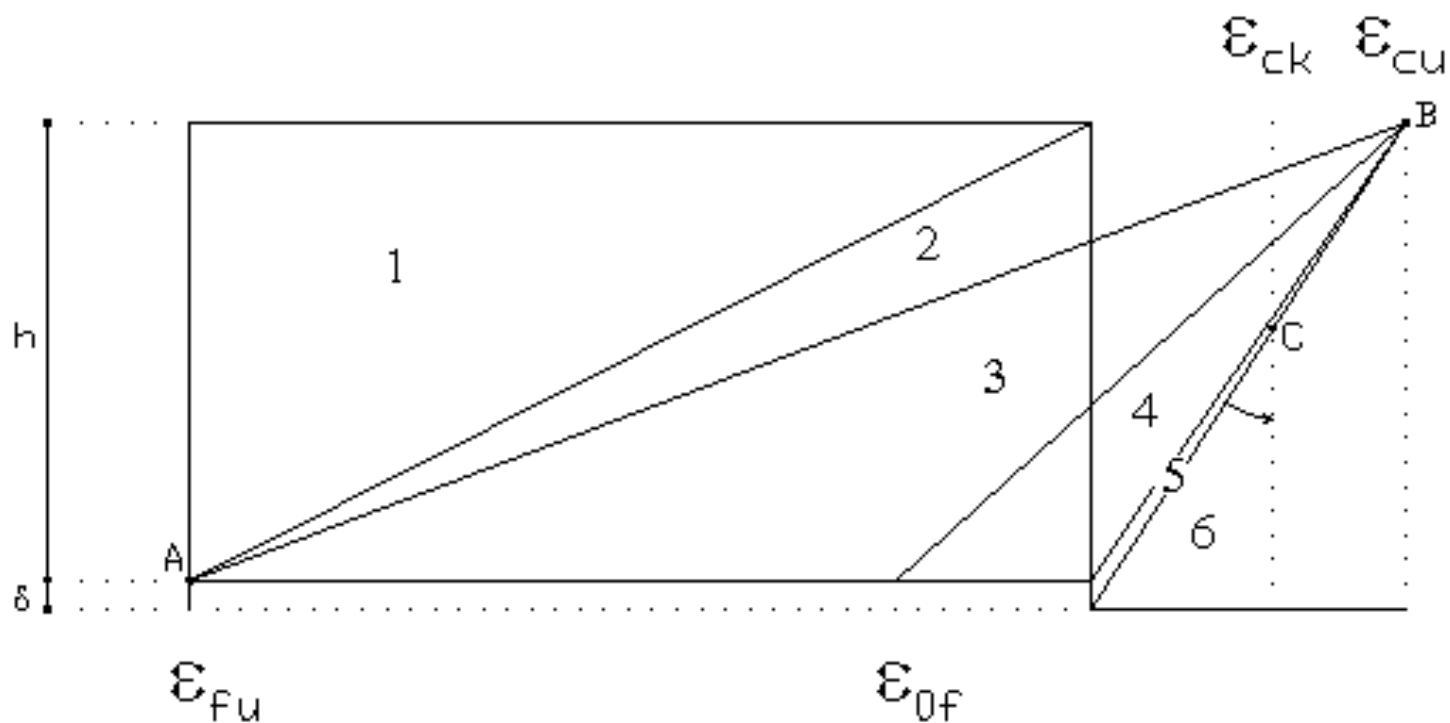
$$\epsilon_{ck} < \epsilon < \epsilon_{cu} : s(\sigma) = \sigma_{0c};$$

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



dove: $\varepsilon_{0f} = \sigma_{0f} / E$;
 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 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.

E' 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 specifiche 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, e cioè quando:

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

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.

- 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

ecc.;

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:

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

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 calcolala curvatura di ogni concio*q*i riferita alla coordinata x_i . La freccia relativa alla sezione x_j vale:

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

dove:

φ_A : rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;
 l : lunghezza dell'elemento;
 Δx : lunghezza del concio.

- Verifica dei nodi

I nodi strutturali vengono verificati nei riguardi di:

- Compressione, mediante la seguente relazione:

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{(1 - v_d / \eta)}$$

dove:

V_{jbd} : forza di taglio agente nel nodo
 $\eta = \alpha_j (1 - f_{ck} / 250)$ con f_{ck} in MPa
 α_j : coefficiente pari a 0.6 per nodi interni e 0.48 per nodi esterni
 b_j : larghezza del nodo
 h_{jc} : distanza tra le armature più esterne del pilastro
 v_d : forza assiale adimensionalizzata

- Trazione mediante le seguenti relazioni alternative:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \text{ per nodi interni}$$

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \text{ per nodi esterni}$$

dove:

A_{sh} : area totale nel nodo
 f_{ywd}, f_{yd} : resistenza caratteristica a snervamento delle staffe e delle armature longitudinali
 γ_{Rd} : 1.2
 A_{s1}, A_{s2} : area armature superiore ed inferiore nel nodo

- 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 tenere in considerazione 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} : è l'azione di trazione di progetto;
 $N_{t,Rd}$: è la 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

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

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

Dove, ancora:

A, A_{nett} : sono rispettivamente l'area lorda e netta della sezione;
 f_u, f_y : sono le tensioni di rottura e di snervamento dell'acciaio;
 γ_{Mo}, 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.

$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{Mo}$ Per sezioni di classe 1, 2 e 3
 $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$ Per sezioni di classe 4

Dove, ancora:

A, A_{eff} : sono rispettivamente l'area lorda ed efficace della sezione;
 f_y : è la tensione di snervamento dell'acciaio;
 γ_{Mo}, γ_{M1} : sono coefficienti riduttivi.

Taglio

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

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

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

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

Dove, ancora:

A_t : è l'area resistente al taglio della sezione;
 f_y : è la tensione di snervamento dell'acciaio;
 γ_{Mo} : è un 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} rappresenta il momento flettente resistente di progetto, calcolato tenendo conto dell'effettiva sezione ed M_{Sd} rappresenta il valore del momento di progetto.

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

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

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

$M_{Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{Mo}$ 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_{Mo} : 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: $M_{Ny,Rd}, M_{Nz,Rd}$: sono i momenti flettenti resistenti nelle due direzioni analizzate e ridotti per la presenza dello sforzo normale;

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$: sono i 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

- 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:

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

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

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionalizzata λ_a , 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 : è un fattore di imperfezione opportunamente tabellato;

Inoltre:

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

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

N_{cr} : è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Combinazioni di carico adottate.

Coefficienti di combinazione.

Nella seguente tabella vengono riportati i coefficienti di combinazione, dettati dalle normative, relativi agli stati limite ultimi (Ψ_{2i}) e di danno (Ψ_{0i}):

Impalcato	Altre azioni			Delta termico		
	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Fondazione	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0
Piano 1	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0
Piano 2	0.7	0.5	0.3	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.	Altre azioni			Delta termico		
	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
C2	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0

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:

Elementi della Struttura

Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidental e X	Torsione Accidental e Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.50
2	1.50
3	1.50
4	1.50
5	1.50
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

Elementi di fondazione A1									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidental e X	Torsione Accidental e Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0 \gamma Qns$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0 \gamma Qns$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2 \gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0

16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.50
2	1.50
3	1.50
4	1.50
5	1.50
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

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									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale e X	Torsione Accidentale e Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00

3	1.00
4	1.00
5	1.00
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

Elementi di fondazione A1									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidental e X	Torsione Accidental e Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00
5	1.00
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

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									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

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

Elementi di fondazione A1									
Combinazione	Condizione								
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt	Torsione Accidentale X	Torsione Accidentale Y	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$	0	0	0	0	0
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$	0	0	0	0	0
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns	0	0	0	0	0
5	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$	0	0	0	0	0
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	0.30	0

8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2\gamma Qs$	0	0	-1	-0.30	-1	0

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

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

Elemento	SLV						SLD						SLO					
	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	γQs	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	γQs	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	γQs
Struttura	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				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$\Psi 0$
2	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	γQns	$-\Psi 0$
3	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	γQns
4	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$

Combinazione	Condizione
	Utente 1

1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Elementi di fondazione A1				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0$
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0$
3	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0$	γQ_{ns}
4	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0$	$-\gamma Q_{ns}$

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Combinazioni Frequenti:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 1 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 1 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
3	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 1 \gamma Q_{ns}$
4	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 1 \gamma Q_{ns}$

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Elementi di fondazione A1				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 1 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 1 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
3	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 1 \gamma Q_{ns}$
4	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 1 \gamma Q_{ns}$

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Combinazioni Quasi Permanenti:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm.	Car. perm.	Carichi	Δt

	strutt. (Gk1)	non strutt. (Gk2)	d'esercizio (Qk)	
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 2 \gamma Q_{ns}$

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00

Elementi di fondazione A1				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Δt
1	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$
2	γG_{1ns}	γG_{2ns}	$\Psi 2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi 2 \gamma Q_{ns}$

Combinazione	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

SLE															
Elemento	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
	γG_{ns}	γQ_{ns}	γI	γEG	γEQ	γG_{ns}	γQ_{ns}	γI	γEG	γEQ	γG_{ns}	γQ_{ns}	γI	γEG	γEQ
Struttura	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

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

Informazioni codici di calcolo.

Nome del software : FaTA e-version
Versione del software : 35.0.21
Numero di licenza : D/1527
Produttore del software : Stacec. s.r.l.
Indirizzo del produttore : C.so Umberto I, 358 - 89034 Bovalino (R.C.)

Descrizione : Il software 'FaTAe' è prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi. 'FaTAe' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno lamellare e massiccio o in muratura. 'FaTAe' articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte: 1) il preprocessore: fase di Input dove viene definita e modellata interamente la struttura; 2) il solutore: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti; 3) il post-processore: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo.

Responsabilità e Competenze.

Nel seguente quadro riepilogativo vengono riportate sinteticamente le responsabilità in merito alle scelte dei parametri definiti dalla normativa e riportate nella seguente relazione.

Argomento	Committe nte	Progettist a
Livelli di sicurezza	X	X
Modello di calcolo	X	X
Vita nominale e classe d'uso	X	X
Situazioni contingenti		X
Combinazioni di carico		X
Azioni di calcolo		X
Prestazioni in esercizio	X	X
Limiti di deformabilità	X	X
Valutazione azione termica		X
Modellazione dinamica int. Terreno-Struttura	X	X
Valutazione azioni antropiche		X
Piano delle indagini geotecniche		X
Termine di vita di servizio costr. esist.	X	
Verifiche strutturali	X	X

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Nell’ambito degli obblighi derivanti dall’applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni, rientra anche l’onere di esprimere un giudizio motivato di accettabilità dei risultati conseguiti con l’impiego di specifico programma di calcolo dedicato. È superfluo ricordare che qualsiasi Programma di Calcolo strutturale è e resterà solo un grande mezzo di ausilio nel calcolo e che il dimensionamento di una struttura, sotto il profilo qualitativo e quantitativo, resta, come del resto è sempre stato, un onere del progettista strutturale. Pertanto la scelta a priori degli elementi resistenti della struttura è stata condotta dietro l’ausilio di esperienza e sensibilità specifiche, verificando, al completamento del calcolo automatico, la congruità delle scelte effettuate inizialmente, mediante il confronto fra le sollecitazioni previste in fase preventiva e quelle ottenute dall’elaborazioni con programma dedicato.

Con analoga metodologia si è proceduto al dimensionamento preventivo delle travi, considerando l’effettivo carico agente su una di esse, scelta fra le più caricate, e determinando il carico sempre con il metodo dell’Area di Influenza. A tal proposito si è scelto di studiare preventivamente una trave incastrata agli estremi del livello "Piano 1" posta ai fili 4 e 2 della struttura e risolvendola con i metodi tradizionali codificati ormai da decenni su qualsiasi manuale tecnico. Le sollecitazione così ottenute sono messe a confronto con quelle che il programma di calcolo, nella sua elaborazione generale, determina in relazione alla stessa natura dei carichi.

Analogamente è stato effettuato il dimensionamento del pilastro considerando i carichi relativi ai vari piani, associati alla forza sismica calcolata considerando le masse degli elementi soprastanti, e riferiti al periodo di vibrazione calcolato come descritto al punto 7.3.3.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. A tal proposito si è scelto di studiare preventivamente il pilastro incastrato alla base posto al livello "Piano 1" al filo fisso 4 della struttura.

Come per la trave, le sollecitazione così ottenute sono messe a confronto con quelle che il programma di calcolo, nella sua elaborazione generale, determina in relazione alla stessa natura dei carichi.

CALCOLO SOLLECITAZIONI DI UNA TRAVE INCASTRATA AGLI ESTREMI

Nella fase di predimensionamento si è presa in considerazione la trave a doppio incastro del piano "Piano 1" individuata dai Fili Fissi 4 e 2, come riportato nella carpenteria del solaio del piano "Piano 1",per la quale è stata condotta l’analisi dei carico con il tradizionale metodo dell’area di influenza. Di seguito si riportano gli schemi statici e di carico della trave e i relativi diagrammi delle sollecitazioni di taglio e momento flettente.

Analisi dei carichi trave (piano "Piano 1" Fili fissi 4-2)
- Peso trave : 10.37daN/m

Carichi ripartiti
Carichi permanenti strutturali G1 : 10.37daN/m

Carichi permanenti non strutturali G2 : 0.00daN/m
Carichi d'esercizio Q : 0.00daN/m

Coefficienti di combinazione

Coefficiente γ_{G1} : 1.30
Coefficiente γ_{G2} : 1.50
Coefficiente γ_Q : 1.50

Calcolo sollecitazioni

Lunghezza trave : 1.71 m
- Momento incastro : $ql^2/12$
 $M_A = \gamma_{G1} \cdot M_{A(G1)} + \gamma_{G2} \cdot M_{A(G2)} + \gamma_Q \cdot M_{A(Q)} = 1.30 \cdot 2.53 + 1.50 \cdot 0.00 + 1.50 \cdot 0.00 = 3.29 \text{ daNm}$
- Taglio incastro : $ql/2$
 $T_A = \gamma_{G1} \cdot T_{A(G1)} + \gamma_{G2} \cdot T_{A(G2)} + \gamma_Q \cdot T_{A(Q)} = 1.30 \cdot 8.87 + 1.50 \cdot 0.00 + 1.50 \cdot 0.00 = 11.53 \text{ daN}$

Sollecitazioni ricavate dal software

- Momento incastro
 $M_A = \gamma_{G1} \cdot M_{A(G1)} + \gamma_{G2} \cdot M_{A(G2)} + \gamma_Q \cdot M_{A(Q)} = 1.30 \cdot -3.05 + 1.50 \cdot 0.00 + 1.50 \cdot 0.00 = -3.96 \text{ daNm}$
- Taglio incastro
 $T_A = \gamma_{G1} \cdot T_{A(G1)} + \gamma_{G2} \cdot T_{A(G2)} + \gamma_Q \cdot T_{A(Q)} = 1.30 \cdot 9.85 + 1.50 \cdot 0.00 + 1.50 \cdot 0.00 = 12.81 \text{ daN}$

Differenze percentuali

Momento : 20.60 %
Taglio : 11.11 %

CALCOLO SOLLECITAZIONI DI UN PILASTRO INCASTRATO ALLA BASE E CON DOPPIO PENDOLO IN TESTA

Nella fase di predimensionamento si è preso in considerazione un pilastro del piano "Piano 1" incastrato alla base e con un doppio pendolo in testa, posto al filo fisso 4, come riportato nella carpenteria del solaio del piano "Piano 1", per la quale è stata condotta l'analisi dei carichi con il tradizionale metodo dell'area di influenza. La forza sismica orizzontale è stata computata sulla base del periodo di vibrazione come descritto al punto 7.3.3.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, e riferita alla massa sismica della zona di influenza del pilastro. Di seguito si riportano gli schemi statici e di carico del pilastro e i relativi diagrammi delle sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente.

Analisi dei carichi (Filo fisso 4)

- Travi convergenti ai vari piani
 - Piano "Piano 1" : - 3 (Fili4-2) - 4 (Fili3-4)
 - Piano "Piano 2" : - 3 (Fili4-2) - 4 (Fili3-4)
- Pesi agenti ai vari piani
- Carichi area influenza piano: "Piano 1":
 - Carico totale da Peso proprio : 18.69daN
 - Carico totale da Carico Permanente : 0.00daN
 - Carico totale da Carico d'esercizio : 0.00daN
 - Carico totale da Incidenza tramezzi : 0.00daN
 - Carico totale da Peso balaustra : 0.00daN
- Carichi area influenza piano: "Piano 2":
 - Carico totale da Peso proprio : 18.69daN
 - Carico totale da Carico Permanente : 0.00daN
 - Carico totale da Carico d'esercizio : 0.00daN
 - Carico totale da Incidenza tramezzi : 0.00daN
 - Carico totale da Peso balaustra : 0.00daN
- Pesi dei pilastri ai vari piani
 - Colonna Piano "Piano 1" : 154.27 daN
 - Colonna Piano "Piano 2" : 118.34 daN

- Pesi car. perm. G1 ai vari piani
Piano "Piano 1" : 18.69 daN
Piano "Piano 2" : 18.69 daN

- Pesi car. perm. G2 ai vari piani
Piano "Piano 1" : 0.00 daN
Piano "Piano 2" : 0.00 daN

- Pesi car. ese. Q ai vari piani
Piano "Piano 1" : 0.00 daN
Piano "Piano 2" : 0.00 daN

Altezza massima dell'edificio
Hedif : 6.45 m

Coefficiente C1
C1 : 0.085

Periodo di vibrazione fondamentale
T1 : 0.344 s

Spettro di calcolo SLD
qx : 1.50
qy : 1.50
Sd : 4.37 m/s²

Coefficienti destinazione ψ_2 uso ai vari piani
Piano "Piano 1" : 0.30
Piano "Piano 2" : 0.30

Forze orizzontali Fs ai vari piani
Piano "Piano 1" : 8.33 daN
Piano "Piano 2" : 8.33 daN

Coefficienti di combinazione
Coefficiente γ_{G1} : 1.30
Coefficiente γ_{G2} : 1.50
Coefficiente γ_Q : 1.50

Calcolo sollecitazioni
- Altezza colonna : 3.65 m
- Area sezione colonna : 0.01 m²

- Forza orizzontale applicata in testa al pilastro Ft: 16.66 daN
- Momento incastro al piede: $M_p = ql/2 = 30.41$ daNm
- Sforzo normale al piede: $N_p = \gamma_{G1} \cdot \Sigma G1 + \gamma_{G2} \cdot \Sigma G2 + \gamma_Q \cdot \Sigma Q = 402.98$ daN

Sollecitazioni ricavate dal software

- Momenti incastro al piede
Mx : 255.76 daNm
My : 461.70 daNm
Momento di confronto : 461.70 daNm

- Sforzo normale al piede
 $N_p = \gamma_{G1} \cdot N_{p(G1)} + \gamma_{G2} \cdot N_{p(G2)} + \gamma_Q \cdot N_{p(Q)} = 1.30 \cdot 312.02 + 1.50 \cdot 0.00 + 1.50 \cdot 0.00 = 405.63$ daN

Differenze percentuali
Momento : 1418.17 %
Sforzo normale : 0.66 %

CONFRONTO DEL PERIODO DI VIBRAZIONE FONDAMENTALE DELLA STRUTTURE CON

FORMULE SEMPLIFICATE.

Un semplice controllo che può essere effettuato con facilità è il confronto del periodo di vibrazione fondamentale calcolato dal software e quello calcolato con la seguente formula:

$T1 = 2 \sqrt{d}$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi $G1 + G2 + \Sigma \psi Q_{kj}$ applicata nella direzione orizzontale.

Imp. Reale	G1 [daN]	G2 [daN]	$\Psi_2 \cdot Q_k$ [daN]	W (SLV-SLD) [daN]
0	12278.54	950.00	228.00	13456.54
1	624.05	0.00	0.00	624.05
2	315.51	0.00	0.00	315.51

Direzione X

- Spostamento d laterale elastico del punto più alto dell'edificio : 0.01800 m
- Periodo T1 calcolato con la formula $2 \sqrt{d}$: 0.268 s
- Periodo di vibrazione fondamentale calcolato dal software : 0.368 s

Direzione Y

- Spostamento d laterale elastico del punto più alto dell'edificio : 0.00390 m
- Periodo T1 calcolato con la formula $2 \sqrt{d}$: 0.125 s
- Periodo di vibrazione fondamentale calcolato dal software : 0.148 s

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

La differenza fra i valori determinati con il calcolo di predimensionamento e quelli determinati nel calcolo generale, sotto il profilo ingegneristico, è sempre accettabile in considerazione che il predimensionamento è stato condotto su singoli elementi monodimensionali, mentre, in realtà, il programma di elaborazione impiegato, considera la struttura in modo tridimensionale e modelli di calcolo più sofisticati, soprattutto in presenza di elementi bidimensionali quali parete o piastre. Inoltre tale situazione dà un giudizio positivo di congruità fra le scelte preventive operate e i risultati di calcolo generale.

Pertanto, alla luce di quanto esposto e dal confronto fra le sollecitazioni determinate dal calcolo preventivo di prima approssimazione e quelle calcolate dal programma di calcolo impiegato, lo scrivente progettista strutturale Ingegnere Sergio LANDI, con la presente

D I C H I A R A

accettabili i risultati di calcolo della struttura in oggetto eseguiti con il Programma di Calcolo Strutturale FATA-E, Versione 35.0.21, Licenza n. D/1527, e ne assume la piena responsabilità prevista dalla vigente normativa.

Riassunto dei Risultati.

Riassunto Risultati Verifiche.

ELEMENTO	TIPO VERIFICA	COEFF. SIC. MIN	COEFF. SIC. MAX
Travi in C.A.	S.L.V. - Flessione Composta	84.36	146.41
	S.L.V. - Taglio	55.03	62.11
	S.L.D. - Flessione Composta	147.54	321.03
	S.L.D. - Taglio	88.65	94.74
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	142.75	756.80
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di esercizio	142.75	756.80
	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	> 1000	> 1000
Travi in Acciaio	Resistenza S.L.V.	12.29	> 1000
	Deformabilità S.L.E. - Caratteristica	144.10	720.50
	Deformabilità S.L.E. - Frequente	144.10	720.50
	Deformabilità S.L.E. - Quasi Permanente	144.10	720.50
Pilastri in Acciaio	Resistenza S.L.V.	8.01	112.50
	Stabilità S.L.V.	56.06	129.34
	Resistenza S.L.E. - Caratteristica	97.63	125.40

SOMMARIO

Oggetto..... 1

Soggetti interessati. 1

- Committente - 1

- Progettista - 1

- Progettista Strutturale - 1

Localizzazione..... 1

Tipologia della costruzione..... 1

Descrizione geometrica..... 2

- Livelli - 2

- Sezioni, Assonometrie, Altro - 4

Caratteristiche geologiche..... 5

Normative di Riferimento. 6

Descrizione modello strutturale..... 7

- Caratteristiche dei nodi - 9

- Caratteristiche delle aste - 9

Caratteristiche dei materiali..... 10

Vita nominale..... 11

Classe d'uso e di duttilità..... 11

Stati limite e prestazioni attese di esercizio. 11

- Elementi in c.a. - Verifiche SLV 11

- Elementi in c.a. - Verifiche SLD 11

- Elementi in c.a. - Verifiche SLE..... 11

- Elementi in acciaio - 12

Verifiche Geotecniche..... 12

Verifica a Stato Limite di Danno..... 12

Verifica a Stato Limite di Operatività..... 13

Tipo di calcolo..... 13

Teoria verifiche Stati Limite. 14

- Elementi in C.A. - 14

- Elementi in Acciaio - 19

Combinazioni di carico adottate..... 22

Informazioni codici di calcolo..... 29

Responsabilità e Competenze..... 30

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati..... 30

Riassunto dei Risultati..... 34

Riassunto Risultati Verifiche..... 34