

Comune di Bari
Regione Puglia

**Fondazione
Apulia Film
Commission**



Restauro e Ristrutturazione

del Palazzo del Mezzogiorno -

Padiglione 81 della Fiera del Levante -

per la sede della

APULIA FILM HOUSE

progetto esecutivo

coordinamento generale progettazione

progettazione esecutiva architettonica:

arch. Mauro Sàito

via Cardinale M. Mimmi, n. 32 - 70124 Bari - 080.5093952 - saitoba@maurosaito.it

con: arch. Rosa Giacomobello, arch. Michele Liuzzi

**progetto esecutivo strutture, interventi di miglioramento sismico,
coordinamento della sicurezza:**

esse ingegneria s.r.l

corso Vittorio Emanuele II, n. 171 - 70122 Bari - 080.5210493 - info@esseingegneria.it

ing. Nicola Stefanelli

arch. Micaela Pignatelli

con: geom. Paolo Danza, Felice Di Chito, ing. Umberto Gallo,
geom. Mauro Modugno, ing. Giada Paolotti, ing. Giuseppe Sofia

impianti tecnologici e speciali, piano di manutenzione:

ing. Massimiliano Quarta

via Cardinale M. Mimmi, n. 32 - 70124 Bari - 080.5093952 - quartaingegneria@gmail.com

con: ing. Sabrina Soffietto, ing. Roberto Sabato,
p.i. Francesco Di Pompa, ing. Nicola M. Ugenti

consulente per la museologia e le tecnologie audiovisive:

ing. Raphael Mayer Aboav

geologia: dott. geol. Antonino Greco
indagini e diagnostica: Landnet di U. Calò & C. s.n.c.

responsabile unico del procedimento (Fondazione Apulia Film Commission)

dott. Silvio Maselli

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
(AI SENSI DEL CAP. 10 DEL D.M.
14.01.2008) - DEPOSITI E CABINA
ELETTRICA E ARENA (BLOCCO 3-4)**

R.031

archivio 1111

settembre 2013

Oggetto.

La presente relazione accompagna il progetto esecutivo per i nuovi depositi, la cabina elettrica e l'arena nell'ambito del progetto di restauro e ristrutturazione del Palazzo del Mezzogiorno per la sede della Apulia Film House.

Localizzazione.

Comune : Bari
Provincia : Bari
Indirizzo : polo fieristico "Fiera del Levante"

Tipologia della costruzione.

La costruzione oggetto della relazione rientra nella tipologia definita come:

Tipologia Struttura : Edifici con struttura in muratura
Tipologia Edificio : Edificio ad un piano
Tipologia Strutturale : Muratura ordinaria

Descrizione geometrica.

Larghezza costruzione : 54.13 m
Lunghezza costruzione : 6.52 m
Altezza costruzione : 4.20 m

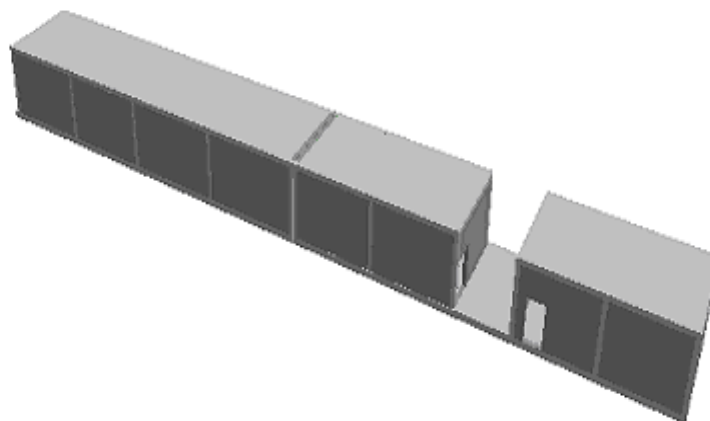
- Livelli -

Fondazione



Piano 1



Assonometria 1**Caratteristiche geologiche.**

Dalla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Antonino Greco si riporta il seguente andamento stratigrafico del terreno:

Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

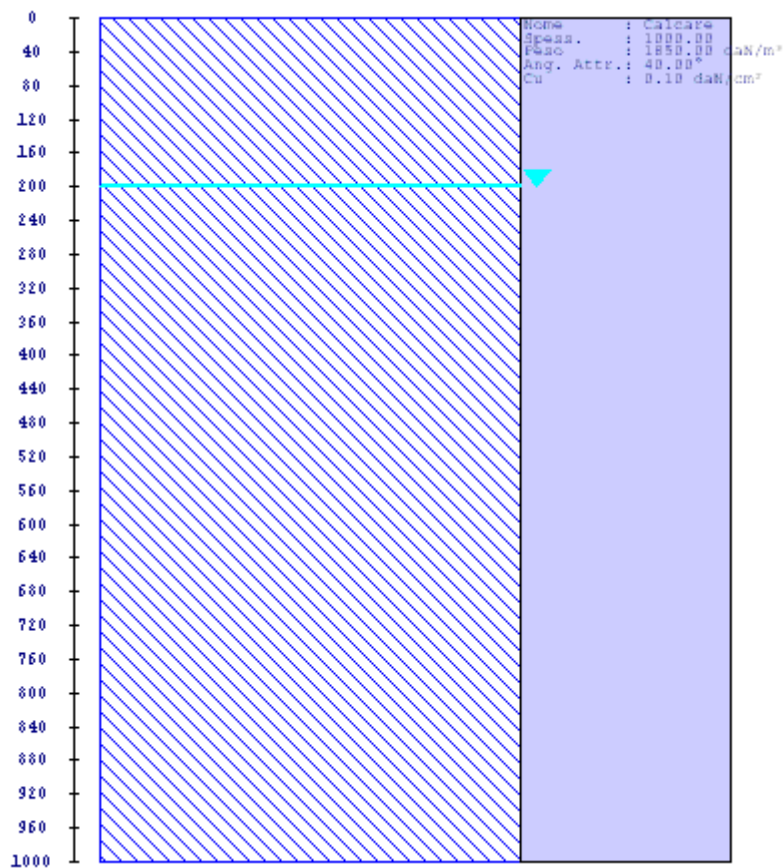
Filo : Filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;
 Colonna : Nome della colonna stratigrafica;
 Impalcato : Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;
 Falda : Presenza della falda;
 Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);
 Pos. Piano Posa : Posizione del piano 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	Presente	200.00	-150.00	1
2	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
3	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
4	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
5	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
6	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
7	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
8	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
9	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
10	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
11	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
12	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
13	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
14	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
17	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
18	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
20	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
23	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
24	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
25	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
26	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1
27	Colonna 1	Fondazione	Presente	200.00	-150.00	1

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
Colonna 1	Calcare	1000.00	1850.00	1500.00	-	-	40.00	0.30	0.10	35000.00	7000.00	0.20	-	0.00



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:

D.M. 14/01/2008:

'Norme tecniche per le costruzioni.'

Circolare 617 del 02/02/2009:

'Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.'

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 cinematismo, 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.

- 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 rigidità 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 -

Tabella dei Nodi Master:

Nodo	Tipo Nodo	Coordinate [cm]		
		x	y	z
M1	Impalcato Rigido	2688.85	330.89	420.00

- 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

Asta	Fili	Nodo In.	Nodo Fin.	Tipo	Sez.	L [cm]	Imp.	Vincoli interni											
								Estremo In.						Estremo Fin.					
								SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ	SpoX	SpoY	SpoZ	RotX	RotY	RotZ
1	2, 1	29	303	Cordolo	1	97.50	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
2	2, 1	303	50	Cordolo	1	97.50	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
3	2, 1	50	304	Cordolo	1	99.15	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
4	2, 1	304	305	Cordolo	1	99.15	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
5	2, 1	305	306	Cordolo	1	99.15	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
6	2, 1	306	28	Cordolo	1	99.15	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	1, 4	28	315	Cordolo	1	90.74	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	1, 4	315	316	Cordolo	1	90.74	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
9	1, 4	316	317	Cordolo	1	90.74	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	1, 4	317	318	Cordolo	1	90.74	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	1, 4	318	319	Cordolo	1	90.74	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	1, 4	319	320	Cordolo	1	90.74	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	1, 4	320	31	Cordolo	1	90.74	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
14	3, 2	30	325	Cordolo	1	90.73	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
15	3, 2	325	326	Cordolo	1	90.73	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
16	3, 2	326	327	Cordolo	1	90.73	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
17	3, 2	327	328	Cordolo	1	90.73	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
18	3, 2	328	329	Cordolo	1	90.73	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
19	3, 2	329	330	Cordolo	1	90.73	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
20	3, 2	330	29	Cordolo	1	90.73	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
21	3, 4	30	31	Cordolo	1	591.70	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
22	6, 3	33	335	Cordolo	1	90.77	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
23	6, 3	335	336	Cordolo	1	90.77	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
24	6, 3	336	337	Cordolo	1	90.77	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
25	6, 3	337	338	Cordolo	1	90.77	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

26	6, 3	338	339	Cordolo	1	90.77	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
27	6, 3	339	340	Cordolo	1	90.77	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
28	6, 3	340	30	Cordolo	1	90.77	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
29	4, 5	31	345	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
30	4, 5	345	346	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
31	4, 5	346	347	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
32	4, 5	347	348	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
33	4, 5	348	349	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34	4, 5	349	350	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
35	4, 5	350	32	Cordolo	1	90.76	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
36	5, 6	32	355	Cordolo	1	99.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37	5, 6	355	356	Cordolo	1	99.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
38	5, 6	356	357	Cordolo	1	99.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
39	5, 6	357	52	Cordolo	1	99.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40	5, 6	52	358	Cordolo	1	97.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
41	5, 6	358	33	Cordolo	1	97.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
42	5, 8	32	359	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
43	5, 8	359	360	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
44	5, 8	360	361	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
45	5, 8	361	362	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
46	5, 8	362	363	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
47	5, 8	363	364	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48	5, 8	364	365	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
49	5, 8	365	35	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50	7, 6	34	370	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
51	7, 6	370	371	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
52	7, 6	371	372	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
53	7, 6	372	373	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
54	7, 6	373	374	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
55	7, 6	374	375	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
56	7, 6	375	376	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
57	7, 6	376	33	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
58	8, 7	35	34	Cordolo	1	591.60	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
59	10, 7	37	381	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60	10, 7	381	382	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
61	10, 7	382	383	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
62	10, 7	383	384	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
63	10, 7	384	385	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
64	10, 7	385	386	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
65	10, 7	386	387	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
66	10, 7	387	34	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
67	8, 9	35	392	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
68	8, 9	392	393	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
69	8, 9	393	394	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
70	8, 9	394	395	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
71	8, 9	395	396	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
72	8, 9	396	397	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
73	8, 9	397	398	Cordolo	1	87.79	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
74	8, 9	398	36	Cordolo	1	87.79	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											
75	11, 16	38	421	Cordolo	1	98.05	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
76	11, 16	421	422	Cordolo	1	98.05	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
77	11, 16	422	423	Cordolo	1	98.05	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
78	11, 16	423	424	Cordolo	1	98.05	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
79	11, 16	424	425	Cordolo	1	98.05	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
80	11, 16	425	43	Cordolo	1	98.05	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
81	13, 12	40	430	Cordolo	1	98.03	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
82	13, 12	430	431	Cordolo	1	98.03	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
83	13, 12	431	432	Cordolo	1	98.03	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
84	13, 12	432	433	Cordolo	1	98.03	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
85	13, 12	433	434	Cordolo	1	98.03	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
86	13, 12	434	39	Cordolo	1	98.03	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
87	14, 13	41	439	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
88	14, 13	439	440	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
89	14, 13	440	441	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
90	14, 13	441	442	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
91	14, 13	442	443	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
92	14, 13	443	444	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
93	14, 13	444	40	Cordolo	1	86.19	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
94	13, 16	40	43	Cordolo	1	591.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
95	15, 14	42	449	Cordolo	1	97.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
96	15, 14	449	54	Cordolo	1	97.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
97	15, 14	54	450	Cordolo	1	99.17	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
98	15, 14	450	451	Cordolo	1	99.17	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
99	15, 14	451	452	Cordolo	1	99.18	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	15, 14	452	41	Cordolo	1	99.18	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
101	16, 15	43	457	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
102	16, 15	457	458	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
103	16, 15	458	459	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
104	16, 15	459	460	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
105	16, 15	460	461	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
106	16, 15	461	462	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
107	16, 15	462	42	Cordolo	1	86.16	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
108	17, 18	44	463	Cordolo	1	100.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
109	17, 18	463	464	Cordolo	1	100.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
110	17, 18	464	465	Cordolo	1	100.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
111	17, 18	465	466	Cordolo	1	100.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
112	17, 18	466	467	Cordolo	1	100.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
113	17, 18	467	45	Cordolo	1	100.02	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
114	22, 17	49	481	Cordolo	1	88.40	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
115	22, 17	481	482	Cordolo	1	88.40	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
116	22, 17	482	483	Cordolo	1	88.40	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
117	22, 17	483	484	Cordolo	1	88.40	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
118	22, 17	484	485	Cordolo	1	88.40	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
119	22, 17	485	44	Cordolo	1	88.40	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
120	18, 19	45	56	Cordolo	1	70.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
121	18, 19	56	490	Cordolo	1	62.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122	18, 19	490	58	Cordolo	1	62.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

123	18, 19	58	491	Cordolo	1	83.88	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
124	18, 19	491	492	Cordolo	1	83.88	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
125	18, 19	492	493	Cordolo	1	83.88	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
126	18, 19	493	46	Cordolo	1	83.88	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
127	19, 20	46	501	Cordolo	1	85.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
128	19, 20	501	502	Cordolo	1	85.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
129	19, 20	502	503	Cordolo	1	85.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
130	19, 20	503	504	Cordolo	1	85.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
131	19, 20	504	505	Cordolo	1	85.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
132	19, 20	505	47	Cordolo	1	85.90	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
133	22, 19	49	46	Cordolo	1	600.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
134	20, 21	47	515	Cordolo	1	79.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
135	20, 21	515	516	Cordolo	1	79.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
136	20, 21	516	60	Cordolo	1	79.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
137	20, 21	60	517	Cordolo	1	62.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
138	20, 21	517	62	Cordolo	1	62.50	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
139	20, 21	62	518	Cordolo	1	79.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
140	20, 21	518	519	Cordolo	1	79.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
141	20, 21	519	48	Cordolo	1	79.20	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
142	21, 22	48	524	Cordolo	1	85.92	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
143	21, 22	524	525	Cordolo	1	85.92	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
144	21, 22	525	526	Cordolo	1	85.92	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
145	21, 22	526	527	Cordolo	1	85.92	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
146	21, 22	527	528	Cordolo	1	85.92	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
147	21, 22	528	49	Cordolo	1	85.92	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
148	1	28	311	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
149	1	311	312	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
150	1	312	313	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
151	1	313	314	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
152	1	314	1	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
153	2	29	307	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
154	2	307	308	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
155	2	308	309	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
156	2	309	310	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
157	2	310	2	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
158	3	30	331	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
159	3	331	332	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
160	3	332	333	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
161	3	333	334	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
162	3	334	3	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
163	4	31	321	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
164	4	321	322	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
165	4	322	323	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
166	4	323	324	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
167	4	324	4	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
168	5	32	351	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
169	5	351	352	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
170	5	352	353	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
171	5	353	354	Pilastro	1	84.00	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											
172	5	354	5	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
173	6	33	341	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
174	6	341	342	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
175	6	342	343	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
176	6	343	344	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
177	6	344	6	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
178	7	34	377	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
179	7	377	378	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
180	7	378	379	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
181	7	379	380	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
182	7	380	7	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
183	8	35	366	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
184	8	366	367	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
185	8	367	368	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
186	8	368	369	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
187	8	369	8	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
188	9	36	399	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
189	9	399	400	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
190	9	400	401	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
191	9	401	402	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
192	9	402	9	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
193	10	37	388	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
194	10	388	389	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
195	10	389	390	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
196	10	390	391	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
197	10	391	10	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
198	11	38	417	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
199	11	417	418	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
200	11	418	419	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
201	11	419	420	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
202	11	420	11	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
203	12	39	413	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
204	12	413	414	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
205	12	414	415	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
206	12	415	416	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
207	12	416	12	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
208	13	40	435	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
209	13	435	436	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
210	13	436	437	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
211	13	437	438	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
212	13	438	13	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
213	14	41	445	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
214	14	445	446	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
215	14	446	447	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
216	14	447	448	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
217	14	448	14	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
218	15	42	453	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
219	15	453	454	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

220	15	454	455	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
221	15	455	456	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
222	15	456	15	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
223	16	43	426	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
224	16	426	427	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
225	16	427	428	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
226	16	428	429	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
227	16	429	16	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
228	17	44	473	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
229	17	473	474	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
230	17	474	475	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
231	17	475	476	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
232	17	476	17	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
233	18	45	477	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
234	18	477	478	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
235	18	478	479	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
236	18	479	480	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
237	18	480	18	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
238	19	46	497	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
239	19	497	498	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
240	19	498	499	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
241	19	499	500	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
242	19	500	19	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243	20	47	511	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
244	20	511	512	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
245	20	512	513	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
246	20	513	514	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
247	20	514	20	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
248	21	48	520	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
249	21	520	521	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
250	21	521	522	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
251	21	522	523	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
252	21	523	21	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
253	22	49	486	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
254	22	486	487	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
255	22	487	488	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
256	22	488	489	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
257	22	489	22	Pilastro	1	84.00	Piano 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

- 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
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/cm ³]	Kwt [daN/cm ³]
1	Piano 1	2-1	30.00	Parete in Muratura	20	Poroton	-	-
2	Piano 1	1-4	30.00	Parete in Muratura	35	Poroton	-	-
3	Piano 1	3-2	30.00	Parete in Muratura	35	Poroton	-	-
4	Piano 1	6-3	30.00	Parete in Muratura	35	Poroton	-	-
5	Piano 1	4-5	30.00	Parete in Muratura	35	Poroton	-	-
6	Piano 1	5-6	30.00	Parete in Muratura	20	Poroton	-	-
7	Piano 1	5-8	30.00	Parete in Muratura	40	Poroton	-	-
8	Piano 1	7-6	30.00	Parete in Muratura	40	Poroton	-	-
9	Piano 1	10-7	30.00	Parete in Muratura	40	Poroton	-	-
10	Piano 1	8-9	30.00	Parete in Muratura	40	Poroton	-	-
11	Piano 1	9-10	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
12	Piano 1	12-11	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
13	Piano 1	11-16	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
14	Piano 1	13-12	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
15	Piano 1	14-13	30.00	Parete in Muratura	35	Poroton	-	-
16	Piano 1	15-14	30.00	Parete in Muratura	20	Poroton	-	-
17	Piano 1	16-15	30.00	Parete in Muratura	35	Poroton	-	-
18	Piano 1	17-18	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
19	Piano 1	22-17	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
20	Piano 1	18-19	30.00	Parete in Muratura	5	Poroton	-	-
21	Piano 1	18-19	30.00	Parete in Muratura	20	Poroton	-	-
22	Piano 1	19-20	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
23	Piano 1	20-21	30.00	Parete in Muratura	15	Poroton	-	-
24	Piano 1	20-21	30.00	Parete in Muratura	15	Poroton	-	-
25	Piano 1	21-22	30.00	Parete in Muratura	30	Poroton	-	-
26	Fondazione	10, 24, 23, 25	40.00	Platea Cls	312	C32/40	20.00	20.00
27	Fondazione	26, 27, 20, 11	40.00	Platea Cls	305	C32/40	20.00	20.00

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

Nome	Classe	Rck [daN/cm ²]	v	ps [daN/m ³]	αt [1/°C]	Ec [daN/cm ²]	FC	γm,c	Ect/Ec	fck [daN/cm ²]	fed SLV [daN/cm ²]	fedt SLV [daN/cm ²]	fed SLD [daN/cm ²]	fedt SLD [daN/cm ²]	fctk,0.05 [daN/cm ²]	fctm [daN/cm ²]	εc2 [‰]	εcu2 [‰]
C32/40	C32/40	400	0.15	2500.00	1.0E-005	333457.66	1.00	1.50	0.50	320.00	181.33	14.11	272.00	21.17	21.17	30.24	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 [‰]
Barre1	B450C	1.15	-	1.00	2100000.00	4500.00	5400.00	3913.04	4500.00	3913.04	1.00	10.00

c - Muratura

Nome	Tipo	Malta	LC	v	αt [1/°C]	Coeff. Corr.	FC	γm	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	fbk [daN/cm ²]	fbk,Or [daN/cm ²]	f _k - f _m [daN/cm ²]	f _{vk} 0 [daN/cm ²]	f _{vk} lim [daN/cm ²]	τ0 [daN/cm ²]	ps [daN/m ³]
Poroton	Laterizio	-	-	0.25	1.0E-005	-	1.00	3.00	50985.00	2394.00	81.00	15.00	51.00	2.00	21.00	0.60	860.00

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 II.

Classe di duttilità : B

La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

Azioni sulla struttura.

Ai fini del dimensionamento degli elementi, su scelta del progettista, sono state considerate le seguenti azioni sulla struttura:

- Carico Neve -

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di:

D.M. del 14 Gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.

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 il calcolo di q_{sk} si è fatto riferimento alla seguente espressione :

$$q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$$

valida per:

- Zona II (Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.)
- quota 'as' del suolo sul livello del mare $\leq 200\text{m}$.

L'altezza sul livello del mare della costruzione è di **15 mt** per cui il valore di riferimento del carico neve al suolo (q_{sk}) è: **100.00 daN/m²**.

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Il tipo di copertura del fabbricato è : **Ad una falda**

con un angolo di **0** gradi sessagesimali.

Il coefficiente di forma μ_i vale **0.80**.

La condizione di carico da considerare è una, la quale deve essere utilizzata per i casi di carico con e senza vento.

$$\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = \mathbf{80.00 \text{ daN/m}^2}$$

- Azione del Vento -

La velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R è data dall'espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_b$$

dove:

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

α_R è un coefficiente ricavabile dall'espressione:

$$\alpha_R = 0.75((1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - 1/T_R)])^n$$

dove: $n=0.5$

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: $p_i = q_b \cdot C_e \cdot C_{pi} \cdot C_d$

$q_b = 45.56 \text{ daN/mq}$ è la pressione cinetica di riferimento valutata con l'espressione:

$$q_p = 0.1 \cdot (1/2 \cdot \rho \cdot (v_b(T_R))^2) \text{ in (daN/m}^2\text{)}$$

essendo:

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

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

C_e = **1.63** 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:

C_f = **0.00** il coefficiente d'attrito

Nel caso in esame la zona selezionata è la **3: Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria.)**

Il fabbricato si trova sulla terraferma ad una distanza di **0.0 Km** dalla costa e ad un'altezza di **0.00 mt** sul livello del mare.

Il tipo di costruzione è :

Edificio a pianta rettangolare con copertura piana, a falda inclinata o curva.

La superficie della costruzione è

La classe di rugosità del terreno è la **A**: "Aree urbane in cui almeno il **15%** della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i **15 mt.**"

Il coefficiente di esposizione C_e , funzione dell'altezza della costruzione $z = 0 \text{ mt}$ sul suolo, della rugosità, della topografia del terreno, e dell'esposizione del sito ove sorge la costruzione, è dato dalla formula:

$$C_e(z_{min}) = K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z_{min}/z_o) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z_{min}/z_o)] \text{ valida per } z < z_{min}.$$

Dove: K_r = **0.220**;

z_o = **0.300**;

z_{min} ... = **8.000**;

sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione.

C_t = **1.000** è il coefficiente di topografia.

I coefficienti di forma sono stati ricavati, per una costruzione di tipo **con copertura a falde**, con un angolo pari a **0°**, **avente una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale.**

Il coefficiente di forma c_{pe} viene riferito all'esterno del corpo di fabbrica; esso è positivo per pressione esterna >0 sulla superficie esterna, negativo per depressione (per pressione esterna <0).

Il coefficiente di forma c_{pi} viene riferito all'interno del corpo di fabbrica; esso è positivo per pressione interna >0 sulla superficie interna, negativo per depressione (per pressione interna <0).

I valori delle pressioni esterna ed interna da applicare alle varie superfici sono riportati nella seguente tabella:

	C_{pe}	P_e [daN/m ²]	C_{pi}	P_i [daN/m ²]
Parete sopra vento	0.80	59.57	0.20	14.89
Falda sopra vento	-0.40	-29.78	0.20	14.89
Falda sottovento	-0.40	-29.78	0.20	14.89
Parete sottovento	-0.40	-29.78	0.20	14.89

L'azione tangente p_f parallela alla direzione del vento è pari a 0.00 [daN/m²].

- Azione Termica -

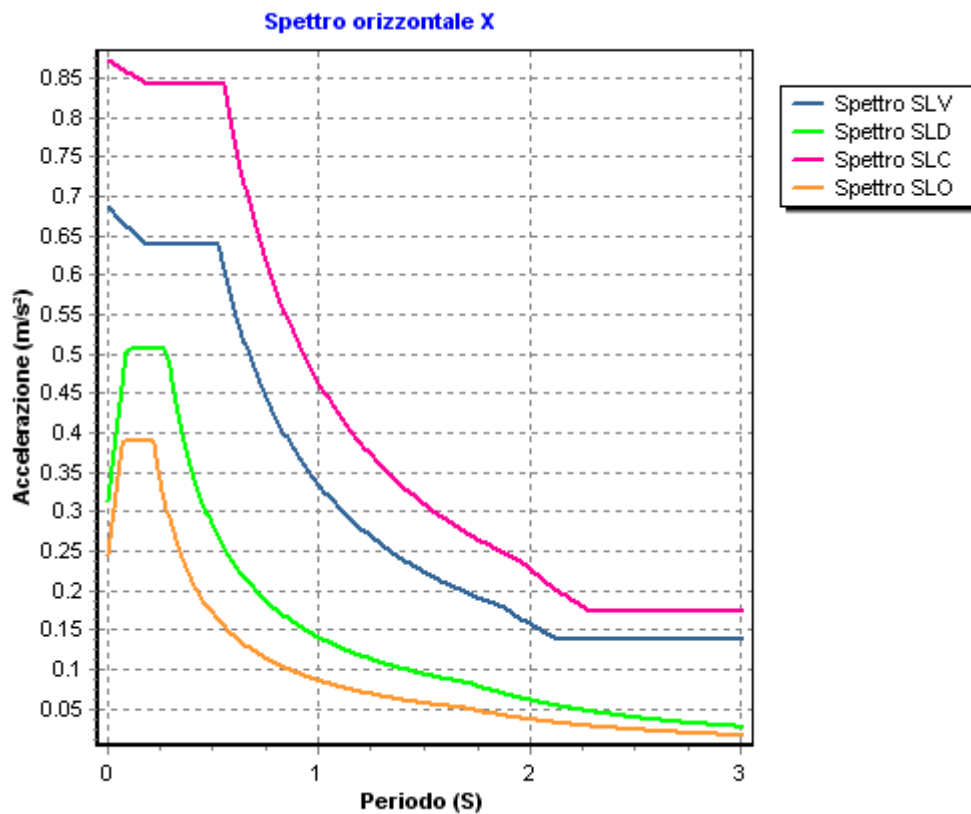
Materiale	α_T [10 ⁻⁶ /°C]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

- Azione Sismica -

Spettri di calcolo

Zona sismica di appartenenza	: 3
Suolo di fondazione	: A
Vita nominale	: 50
Tipo di opera	: Opere ordinarie
Classe d'uso	: II
Coefficiente smorzamento viscoso	: 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale		
	SLV	SLD	SLO
Tempo di ritorno	475	50	30
Accelerazione sismica	0.070	0.032	0.025
Coefficiente F_0	2.609	2.418	2.378
Periodo T_C^*	0.523	0.277	0.219
Coefficiente S_s	1.00	1.00	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica S_t	1.00	1.00	1.00
Prodotto $S_s \cdot S_t$	1.00	1.00	1.00
Periodo T_B	0.17	0.09	0.07
Periodo T_C	0.52	0.28	0.22
Periodo T_D	1.88	1.73	1.70
Coefficiente η	1.00	1.00	1.00



Fattore di struttura in direzione x (q_x)	: 2.80
Fattore di struttura in direzione y (q_y)	: 2.80

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

Pilastri

Flessione Composta

Taglio

Pareti

Platee

Flessione

Taglio

- Elementi in c.a. - Verifiche SLE

Travi

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

Pilastri

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80

Pareti

Platee

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	

- Elementi in muratura - Verifiche SLV

Fuori Piano
Carichi Verticali
Eccentricità

- Elementi in muratura armata - Verifiche SLV

- Solai a trave continua - Verifiche SLV

SOLAIO IN LATERO-CEMENTO CON TRALICCIO

Flessione Composta

Taglio

- Solai a trave continua - Verifiche SLE

TENSIONI DI ESERCIZIO		
Combinazione	fck	fyk
Caratteristica	0.60	0.80
Frequente	0.45	0.80
DEFORMABILITA'		
Combinazione	Freccia max (f/l)	
Caratteristica	0.002	
FESSURAZIONE		
Combinazione	Ampiezza massima della fessura [mm]	
Frequente	0.40	

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 14/01/2008 e 6.4.3 per fondazioni su pali del DM 14/01/2008)

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	Cu	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	1.0

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

Tipo di calcolo. (ANALISI DINAMICA).

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;

L'analisi sismica 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 (vedi punto 3.2.5 norma)
 ω_i^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: $\rho_{ij} = (8\xi^2 (1 + \beta_D) \beta_D^{3/2}) / ((1 - \beta_D^2)^2 + 4\xi^2 \beta_D (1 + \beta_D^2) + 8\xi^2 \beta_D^2)$ coefficiente di correlazione tra il modo i-esimo e 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.

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:

- Architravi

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

- Pressoflessione
- Taglio

- Travi di fondazione

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

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Torsione
- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- PressoTensoFlessione

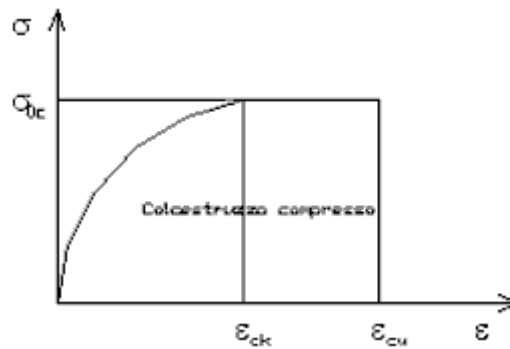
Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Momento Flettente.

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. 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:



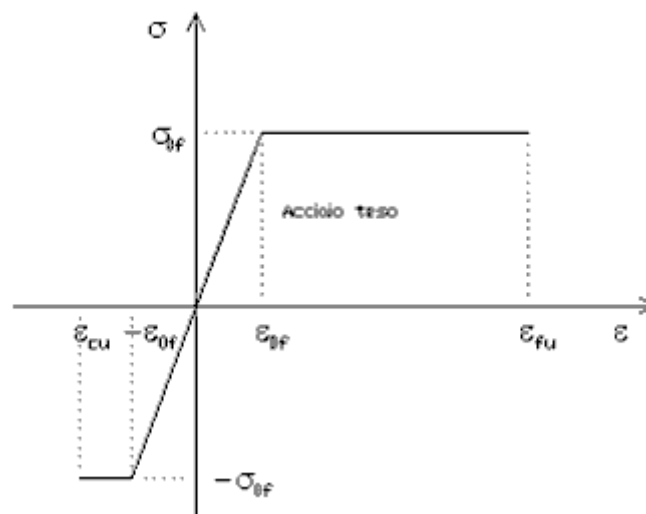
dove: $\varepsilon_{ck} = 0.002$;
 $\varepsilon_{cu} = 0.0035$;
 $\sigma_{0c} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$;
 R_{ck} = resistenza caratteristica del calcestruzzo;
 γ_c = coefficiente di materiale del calcestruzzo (1.6);

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

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

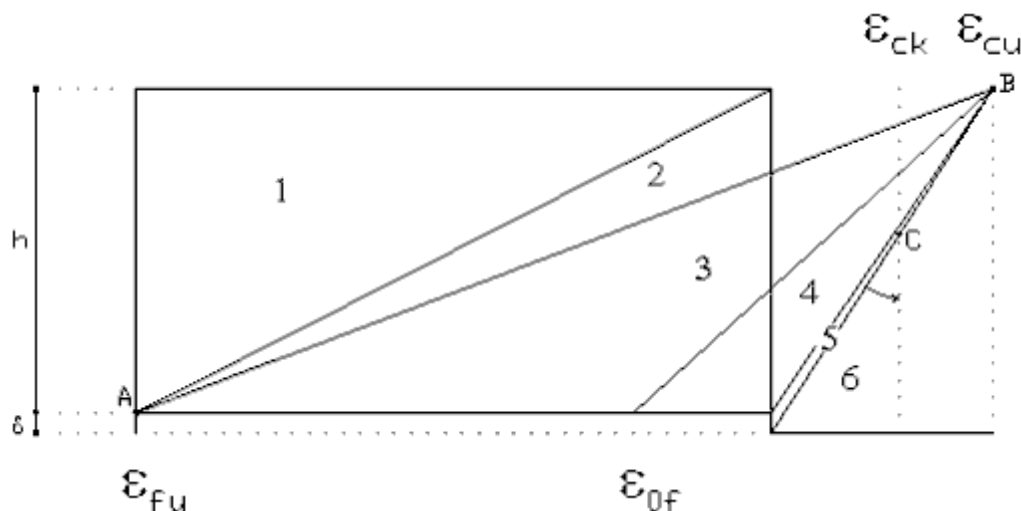
$$\varepsilon_{ck} < \varepsilon < \varepsilon_{cu} : \sigma(\varepsilon) = \sigma_{0c};$$

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;
 $\sigma_{0f} = f_{yk} / \gamma_f$;
 f_{yk} = Resistenza caratteristica dell'acciaio
 $\gamma_f = 1.15$;
 $\varepsilon_{fu} = 0.01$;
 $\varepsilon_{cu} = 0.0035$;

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.



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 equindi 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.

- Nel caso di sola flessione i campi possibili sono 4, 5 e 6.

- Taglio

Il calcolo del taglio degli elementi monodimensionali viene svolto secondo il metodo di Ritter-Morsch

Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, e cioè quando:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

dove:

V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;

$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w h$;

τ_{Rd} : resistenza unitaria a taglio di calcolo $(0.25 f_{ctk0.05}) / \gamma_c$;
 k = 1;
 ρ_1 = $A_{s1} / (b_w h) \leq 0.02$;
 A_{s1} : area delle armature di trazione;
 b_w : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;
 σ_{cp} = N_{Sd} / A_c ;
 N_{Sd} : forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione;
 h : altezza utile della sezione;

In tale condizione bisogna inserire una quantità di armatura a taglio tale che:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3}$$

dove:

V_{Rd3} = $V_{cd} + V_{wd}$;
 V_{cd} : contributo del calcestruzzo ed è uguale a V_{Rd1} ;
 V_{wd} : contributo delle armature a taglio $(A_{sw} / s) 0.9 h f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$;
 A_{sw} : area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
 s : passo delle staffe;
 f_{ywd} : snervamento di calcolo delle armature a taglio;
 α : angolo di inclinazione delle armature a taglio rispetto all'orizzontale;

- Torsione

Il calcolo a torsione degli elementi monodimensionali viene svolto secondo il metodo di Ritter-Morsch (traliccio tridimensionale).

Come previsto dalle suddette norme, la resistenza a torsione della sezione è calcolata sulla base di una sezione chiusa a pareti sottili. Le sezioni piene sono sostituite da sezioni equivalenti a pareti sottili. Le sezioni di forma complessa, come quella a "T", sono suddivise in una serie di sottosezioni, ciascuna delle quali modellata come sezione equivalente a parete sottile. La resistenza totale della sezione si ottiene sommando i contributi delle singole sottosezioni.

L'armatura a torsione è costituita da staffe chiuse combinate con una serie di barre longitudinali uniformemente distribuite su tutto il perimetro della sezione.

Le barre longitudinali sono sempre disposte sugli angoli della sezione.

Il momento torcente di calcolo deve soddisfare le seguenti condizioni:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2}$$

dove:

T_{Sd} : momento torcente sollecitante di calcolo;
 T_{Rd1} = $2 v f_{cd} t A_k / (\cot \theta + \tan \theta)$;
 T_{Rd2} = $2 A_k (f_{ywd} A_{sw} / s) \cot \theta$;
 v = $0.7 (0.7 - f_{ck} / 200) \geq 0.35$;
 f_{ck} : resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo;
 f_{cd} : resistenza cilindrica di calcolo del calcestruzzo;
 t : spessore equivalente della parete calcolato come A / u . Tale valore deve essere non minore di due volte il copriferro;
 A : area totale della sezione racchiusa nel perimetro esterno, comprese le aree delle cavità interne;
 A_k : area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale a pareti sottili, comprese le cavità interne;
 u : perimetro esterno;
 θ : angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale della trave;
 f_{ywd} : tensione di snervamento di calcolo delle staffe;
 A_{sw} : area della sezione trasversale delle barre usate come staffe;
 s : passo delle staffe;

L'area aggiuntiva di acciaio longitudinale per torsione è data dalla seguente equazione:

$$A_{s1} f_{y1d} = (T_{Rd2} u_k / 2A_k) \cot\theta$$

dove:

A_{s1} : area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione;
 f_{y1d} : tensione di snervamento di calcolo dell'armatura longitudinale A_{s1} ;
 u_k : perimetro dell'area A_k .

- Stato Tensionale

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio contemplata nell'EC2. 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 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:

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

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:

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

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 come indicato nel prospetto 4.13 dell'EC2.

Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

Elementi in Muratura.

Le verifiche relative agli elementi strutturali in muratura possono essere riassunte nei seguenti tipi:

- Pressoflessione nel piano;
- Schiacciamento per carichi verticali (EC6);
- Pressoflessione fuori piano;
- Taglio per scorrimento;

Pressoflessione nel piano.

La verifica viene effettuata controllando che:

$$M \leq M_u$$

dove:

$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d)$: momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l : larghezza complessiva della parete;

t : spessore della zona compressa;

$\sigma_0 = P / l \cdot t$: tensione normale media agente su tutta la sezione con forza assiale positiva di compressione;

f_d : resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Se P è di trazione $M_u = 0$

Schiacciamento per carichi verticali (EC6).

La verifica viene effettuata controllando che:

$$N_d \leq N_r$$

$$N_r = \Phi_{i,m} t L f_k / \gamma_m$$

Per gli estremi superiori e inferiori:

$$\Phi_i = 1 - 2 e_i / t$$

$$e_i = M_i / N_i + e_{hi} + e_a \geq 0.05t$$

Per le condizioni di vincolo (cerniera - cerniera) degli estremi superiore e inferiore il vento ha diagramma parabolico con valore massimo in mezzzeria.

Quindi:

$$e_{hi} = 0$$

$$e_a = h / 450 \quad \text{EC6}$$

$$e_a = h / 200 \quad \text{DM 1987}$$

Per la mezzzeria del pannello:

$$\Phi_m = (1 - 2 e_{mk} / t) e^{-(u^2 / 2)}$$

$$u = ((h / t) - 2) / (23 - 37 e_{mk} / t)$$

dove:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05t$$

$$e_m = (M_m / N_m) + e_{hm} + e_a$$

$$e_{hm} = M_v / N_m$$

$$e_a = h / 450 \text{EC6}$$

$$e_a = h / 200 \text{DM 1987}$$

$$e_k = 0.002 \Phi_{\infty} (h / t) \sqrt{t e_m}$$

$$\Phi_{\infty} = 1 \quad (\text{Laterizio})$$

$$1.5 \quad (\text{Conglomerato})$$

$$0 \quad (\text{Pietra})$$

Pressoflessione fuori piano.

La verifica deve essere attuata prendendo in considerazione le forze sismiche descritte per gli elementi non strutturali e applicate al baricentro del pannello. Nella computazione del momento ultimo la resistenza di calcolo è pari a $0.85 \cdot f_d$.

L'entità della forza sismica viene calcolata secondo l'espressione:

$$F_a = (W_a \cdot S_a \cdot \gamma_I) / q_a$$

dove:

W_a : peso dell'elemento;

γ_I : fattore di importanza della costruzione;

q_a : fattore di struttura dell'elemento (può essere assunto pari a 2 per pannelli in muratura);

$S_a = (3 \cdot S_{ag}(1 + (Z / H))) / g \cdot (1 + (1 - (T_a / T_1))^2) - 0.5 \geq S_{ag} / g$: coefficiente di amplificazione;

S_{ag} : accelerazione di progetto al terreno;

Z : altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione;

H : altezza della struttura;

g : accelerazione di gravità;

T_a : primo periodo di vibrazione dell'elemento;

T_1 : primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata;

Per il calcolo di T_a è possibile utilizzare modelli semplificati. Il pannello può essere considerato come un elemento prismatico o elemento lastra incernierata su tutto il contorno.

Nel caso di **elemento prismatico incernierato** abbiamo:

Il primo periodo di vibrazione può essere calcolato come:

$$T_a = (2 \cdot \pi) / \sqrt{(\pi^4 \cdot E \cdot I) / (h^4 \cdot A \cdot \gamma) \cdot g \cdot (1 - (P / P_{cr}))}$$

dove:

P : sforzo normale verticale sul pannello;

P_{cr} = $(\pi^2 \cdot E \cdot I) / h^2$: carico critico sul pannello;

I = $(l \cdot t^3) / 12$: momento di inerzia baricentrico della sezione del pannello;

E : modulo elastico del materiale;

h : altezza del pannello;

t : spessore del pannello;

A : area della sezione orizzontale;

γ : peso specifico del materiale.

Per **elementi a lastra incernierati sul contorno** il primo periodo di vibrazione è:

$$T_a = (2 \cdot \pi \cdot h^2 \cdot I^2) / (h^2 + I^2) \sqrt{(B \cdot g) / (\gamma \cdot t)}$$

dove:

$$B = (E \cdot t^3) / 12 \cdot (1 - \nu^2)$$

Taglio per scorrimento

la verifica viene effettuata controllando che:

$$V \leq V_t$$

dove:

V_t = $(l' \cdot t \cdot f_{vk}) / \gamma_m$: taglio resistente del pannello murario;

l' : larghezza della parte compressa;

t : spessore della parete;

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40 \cdot \sigma_N$$

$$\sigma_N = P / (l' \cdot t) : \text{tensione normale media sulla parte compressa};$$

il valore di f_{vk} in ogni caso non deve risultare:

1. $f_{vk} \leq 1.4 \cdot f_{bk,or}$, dove $f_{bk,or}$ è la resistenza caratteristica a compressione nella direzione orizzontale;
2. $f_{vk} \leq 1.5 \cdot \text{MPa}$.

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

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 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	$\Psi 0 \gamma Qns$	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
U1	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U3	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U6	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U9	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U12	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione	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

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	$\Psi 0 \gamma Qns$	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
U1	1.30	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U2	1.30	1.50	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U3	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U6	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U9	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U12	1.30	1.50	1.05	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	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazione	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

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

Elemento	SLV					
	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}
Struttura	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.3	1.5	1.5	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	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	Ψ_0
2	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi_0$
3	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	Ψ_0	γ_{Qns}
4	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	Ψ_0	$-\gamma_{Qns}$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	0.70	1.00
U3	1.00	1.00	0.70	0.60
U4	1.00	1.00	0.70	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	0.70	1.00
U7	1.00	1.00	0.70	0.60
U8	1.00	1.00	0.70	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	0.70	1.00
U11	1.00	1.00	0.70	0.60
U12	1.00	1.00	0.70	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	0.70	1.00
U15	1.00	1.00	0.70	0.60
U16	1.00	1.00	0.70	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60
U18	1.00	1.00	0.70	-1.00
U19	1.00	1.00	0.70	-0.60
U20	1.00	1.00	0.70	-0.60

U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	0.70	-1.00
U23	1.00	1.00	0.70	-0.60
U24	1.00	1.00	0.70	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	0.70	-1.00
U27	1.00	1.00	0.70	-0.60
U28	1.00	1.00	0.70	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	0.70	-1.00
U31	1.00	1.00	0.70	-0.60
U32	1.00	1.00	0.70	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	0.70	1.00
U35	1.00	1.00	0.70	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	0.70	-1.00
U38	1.00	1.00	0.70	-0.60

Combinazione	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				
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	$\gamma G1ns$	$\gamma G2ns$	$\Psi 0$	$-\gamma Qns$
U1	1.00	1.00	1.00	0.60
U2	1.00	1.00	0.70	1.00
U3	1.00	1.00	0.70	0.60
U4	1.00	1.00	0.70	0.60
U5	1.00	1.00	1.00	0.60
U6	1.00	1.00	0.70	1.00
U7	1.00	1.00	0.70	0.60
U8	1.00	1.00	0.70	0.60
U9	1.00	1.00	1.00	0.60
U10	1.00	1.00	0.70	1.00
U11	1.00	1.00	0.70	0.60
U12	1.00	1.00	0.70	0.60
U13	1.00	1.00	1.00	0.60
U14	1.00	1.00	0.70	1.00
U15	1.00	1.00	0.70	0.60
U16	1.00	1.00	0.70	0.60
U17	1.00	1.00	1.00	-0.60
U18	1.00	1.00	0.70	-1.00
U19	1.00	1.00	0.70	-0.60
U20	1.00	1.00	0.70	-0.60
U21	1.00	1.00	1.00	-0.60
U22	1.00	1.00	0.70	-1.00
U23	1.00	1.00	0.70	-0.60
U24	1.00	1.00	0.70	-0.60
U25	1.00	1.00	1.00	-0.60
U26	1.00	1.00	0.70	-1.00
U27	1.00	1.00	0.70	-0.60
U28	1.00	1.00	0.70	-0.60
U29	1.00	1.00	1.00	-0.60
U30	1.00	1.00	0.70	-1.00
U31	1.00	1.00	0.70	-0.60
U32	1.00	1.00	0.70	-0.60
U33	1.00	1.00	1.00	0.60
U34	1.00	1.00	0.70	1.00
U35	1.00	1.00	0.70	0.60
U36	1.00	1.00	1.00	-0.60
U37	1.00	1.00	0.70	-1.00
U38	1.00	1.00	0.70	-0.60

Combinazione	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				
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}	$\Psi_2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi_1 \gamma Q_{ns}$
U1	1.00	1.00	0.30	0.00
U2	1.00	1.00	0.30	0.00
U3	1.00	1.00	0.30	0.00
U4	1.00	1.00	0.30	0.00
U5	1.00	1.00	0.30	0.00
U6	1.00	1.00	0.30	0.00

Combinazione	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				
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}	$\Psi_2 \gamma Q_{ns}$	$-\Psi_1 \gamma Q_{ns}$
U1	1.00	1.00	0.30	0.00
U2	1.00	1.00	0.30	0.00
U3	1.00	1.00	0.30	0.00
U4	1.00	1.00	0.30	0.00
U5	1.00	1.00	0.30	0.00
U6	1.00	1.00	0.30	0.00

Combinazione	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				
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				
	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				
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				
	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															
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'involuppo.

Informazioni codici di calcolo.

Nome del software : VEM
 Versione del software : 16.0.5
 Numero di licenza : S/1566-D/1773
 Produttore del software : Stacec. s.r.l.
 Indirizzo del produttore : C.so Umberto I, 358 - 89034 Bovalino (R.C.)

Descrizione : Il software 'VEM' è prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi. 'VEM' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici in muratura, con la limitata presenza di elementi in calcestruzzo. 'VEM' articola

le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte: 1) il preprocessore: fase di Input dove viene definita la struttura; 2) verifica sismica: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti e di verifica del meccanismo globale; 3) verifiche locali: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo. esecutivi e di redazione della

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	Committente	Progettista
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

Riassunto dei Risultati.

Riassunto Risultati Verifiche.

ELEMENTO	TIPO VERIFICA	COEFF. SIC. MIN	COEFF. SIC. MAX
Travi in C.A.	S.L.V. - Flessione Composta	4.04	4.77
	S.L.V. - Taglio	10.49	18.43
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	4.80	5.66
Pilastrini in C.A.	S.L.E. Frequente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.V. - Flessione Composta	12.09	153.50
	S.L.V. - Taglio	34.13	> 1000
Platee	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	15.72	150.69
	S.L.V. - Flessione	3.20	23.00
	S.L.V. - Taglio	1.72	4.29
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	3.93	26.86
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di esercizio	3.98	20.35
Pareti in muratura	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.V. - Fuori Piano	5.68	9.48
	S.L.V. - Carichi Verticali	5.82	> 1000
Solaio in Latero Cemento con armatura a traliccio	S.L.V. - Eccentricità	1.57	67.26
	S.L.V. - Flessione Composta	1.78	1.94
	S.L.V. - Taglio	1.79	1.81
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di Esercizio	2.28	4.16
	S.L.E. Caratteristica - Deformabilità	20.00	20.00
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	10.68	> 1000

SOMMARIO

Oggetto.....	1
Localizzazione.....	1
Tipologia della costruzione.....	1
Descrizione geometrica.	1
- Livelli -	1
Caratteristiche geologiche.	2
Normative di Riferimento.	4
Descrizione modello strutturale.....	4
- Caratteristiche dei nodi -	6
- Caratteristiche delle aste -	6
- Caratteristiche delle Piastre -	11
Caratteristiche dei materiali.	12
Vita nominale.....	12
Classe d'uso e di duttilità.....	12
Azioni sulla struttura.....	13
- Carico Neve -	13
- Azione del Vento -	14
- Azione Termica -	15
- Azione Sismica -	16
Stati limite e prestazioni attese di esercizio.	17
- Elementi in c.a. - Verifiche SLV	17
- Elementi in c.a. - Verifiche SLE.....	17
- Elementi in muratura - Verifiche SLV	18
- Elementi in muratura armata - Verifiche SLV	18
- Solai a trave continua - Verifiche SLV.....	18
- Solai a trave continua - Verifiche SLE	18
Verifiche Geotecniche.	18
Tipo di calcolo. (ANALISI DINAMICA).....	19
Teoria verifiche Stati Limite.	20
- Elementi in C.A. -	20
Elementi in Muratura.	25
Combinazioni di carico adottate.....	27
Informazioni codici di calcolo.....	34
Responsabilità e Competenze.....	35
Riassunto dei Risultati.....	35
Riassunto Risultati Verifiche.	35