

committente

ACCADEMIA DI BELLE ARTI DI NAPOLI

Ex convento Gesù delle Monache

Nuova sede dell'Accademia delle Belle Arti di Napoli
Via L. Settembrini, 10_Comune di Napoli

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

Codice di elaborato

STR REL 05b

Titolo elaborato

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Scala

PROGETTISTI INCARICATI IN RTP

Capogruppo - aspetti architettonici e paesaggistici

Od'A Officina d'architettura srl
via Paolo Emilio Imbriani 33, 80132, Napoli
tel/fax 081.661430 - 081.5512020
info@oda.na.it
www.oda.na.it

direttore tecnico
arch. **A**lessandra **F**asanaro

coordinatore sicurezza in fase di progettazione
arch. **G**iovanni **A**urino

gruppo di progetto
arch. **V**incenzo **F**iorillo
arch. **F**rancesca **T**ufano
arch. **F**rancesco **S**cuotto

strutture
Vitruvius Engineering S.a.s.
ing. **G**iancarmine **L**epore
viale M. Cristina di Savoia 18/a, 80122, Napoli
tel/fax 081 19560300
vitruviusengineeringsas@gmail.com

impianti
ing. **G**. **C**acciapuoti
via Bologna 114, 80010, Villaricca (NA)
tel 335 6419875
stgcing@gmail.com

geologia
dott. geo. **G**. **F**alzarano
piazza Tribunali 20, 82011, Airola (BN)
tel 347 5102977
geologofalzarano@gmail.com

	data	redatto	verificato	approvato	revisione
a	07-2023	G.L.	V.F.	G.A.	prima emissione
b	05-2025	P.F.	G.L.	G.L.	seconda emissione

"La proprietà intellettuale e i relativi diritti d'autore del prodotto dell'attività progettuale e di tutto quanto contenuto nel presente Progetto sono riservati ai Progettisti - soprattutto nel rispetto del diritto di paternità e di integrità dell'opera - a norma degli articoli 2575, 2576, 2577, 2578 del Codice Civile e della Legge 633/41 e s.m.i."

Progetto strutturale - generalità

Criteri di intervento

Le risultanze delle analisi condotte sul fabbricato, unitamente alle indagini ed alla campagna di rilievo eseguita, hanno permesso di mettere in evidenza le notevoli carenze strutturali dell'edificio: la tipologia muraria, unitamente alla carenza di connessioni efficienti tra pareti trasversali determinano una forte vulnerabilità della costruzione nei confronti dell'azione sismica; a tali problematiche si aggiunge il degrado dei solai in ferro e tavelloni e, soprattutto, il pessimo stato della copertura del corpo B2 che, come discusso in seguito, sarà oggetto di abbattimento e ricostruzione.

Alla luce di tali aspetti, unitamente alle esigenze di rifunzionalizzazione del fabbricato, il progetto strutturale prevede la seguente strategia di intervento: **consolidamento della scatola muraria** mediante la realizzazione di connessioni a secco dei cantonali e dei martelli murari, consolidamento delle volte e posa in opera di piattabande metalliche al di sopra delle aperture; **demolizione orizzontamenti in putrelle e tavelloni** fortemente degradati e loro sostituzione con solai collaboranti in acciaio e calcestruzzo alleggerito con lamiera grecata; **consolidamento degli orizzontamenti** in ferro e tavelloni; **realizzazione di modifiche strutturali** consistenti in aperture di vani all'interno dei alcuni paramenti murari finalizzate alla rifunzionalizzazione dell'edificio ed alla realizzazione di nuovi spazi e, infine, **nuove realizzazioni** di scale in carpenteria metallica ed installazione di un impianto elevatore.



Classificazione dell'intervento

Gli interventi proposti e discussi nel seguito si configurano come **INTERVENTI LOCALI** in accordo con §8.4.1 delle NTC 2018 secondo cui "*il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati*".

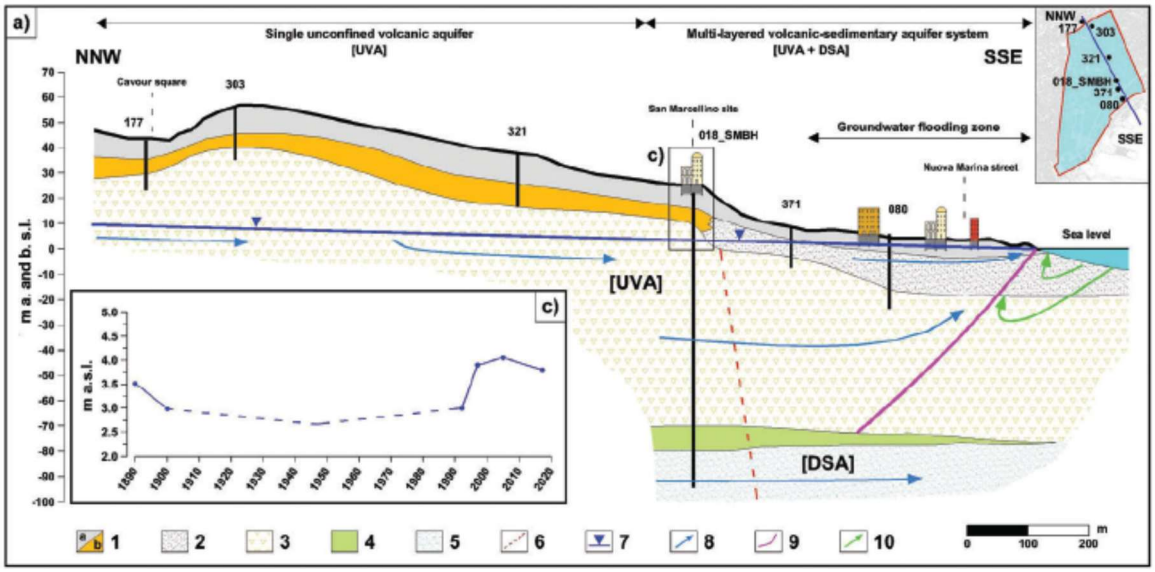
Nei paragrafi che seguono vengono trattati i vari interventi strutturali; in particolare si prevedono:

- interventi di **consolidamento** degli elementi murari;
- interventi di **consolidamento** degli orizzontamenti;
- realizzazione di nuove **piattabande** in carpenteria metallica;
- **demolizione e ricostruzione orizzontamenti fortemente degradati**;
- **demolizione e ricostruzione coperture in legno**;
- **modifiche strutturali (cerchiature)** per esigenze architettoniche.

Modello Geologico dei luoghi

Il complesso monastico di Gesù delle Monache si trova ad una quota di 42 m s.l.m. ed a circa 1.500 m dall'attuale linea di costa.

L'assetto stratigrafico al di sotto del sito d'interesse (Fig. 9) è caratterizzato da un banco tufaceo posto a circa 10÷15 m dal p.c., ascrivibile all'eruzione del Tufo Giallo Napoletano; il suo top evidenzia depositi piroclastici post-TGN e terreni di riporto; al di sotto del TGN si rinvengono piroclastiti pre-TGN, intercalate a depositi di origine marina.



Caratteristiche geotecniche

I risultati d'indagini e prove disponibili sono stati confrontati con studi geologici e geotecnici bibliografici riguardanti un intorno significativo dell'area in questione.

In particolare si può desumere che il Convento di Gesù delle Monache di Napoli, insiste su terreni sabbioso-limosi costituiti da materiale eterogeneo e da piroclastiti sciolte rimaneggiate (cineriti), moderatamente addensate.

La caratterizzazione meccanica di tali terreni è resa difficoltosa da incertezze legate sia alla variabilità delle proprietà meccaniche tra i vari depositi e all'interno di un singolo deposito, sia alle condizioni di parziale saturazione di questi materiali. Tali incertezze

dovranno definite nelle successive fasi progettuali, mediante l'esecuzione d'indagini geognostiche specifiche; ad ogni modo data l'estesa diffusione areale di questi materiali, e la mole di dati provenienti dalle indagini eseguite in passato, è possibile generalizzarne il comportamento geotecnico.

Le proprietà fisico-meccaniche delle pozzolane, essendo queste materiali molto porosi ed a plasticità pressoché nulla, risentono sensibilmente del grado di saturazione S.

Dai dati di bibliografia, si ricava che il valore limite di S è di 0,7 al di sotto del quale il valore di φ decresce sensibilmente. Per S > 0,7, φ arriva ad assumere valori inferiori ai 20° è per tale motivo che le condizioni di drenaggio assumono un ruolo fondamentale. La coesione apparente è di circa 0,2 ÷ 0,3 Kg/cm2.

Per quanto concerne le caratteristiche di compressibilità, dalla letteratura specializzata si ricava che la componente più significativa non è data dalla consolidazione primaria ma da cedimenti legati alla consolidazione secondaria e/o alla frantumazione delle particelle. I moduli di compressione edometrica, iniziale Ei e differita Ed, riferiti a un range di sollecitazione di 1,6÷3,0 Kg/cm2, hanno un valore prossimo ai 100 Kg/cm2 per Ei e di poco inferiore per Ed.

L'angolo d'attrito interno φ proprio di questi materiali in sede, è molto variabile e dipende anch'esso dalle condizioni di saturazione, ma in via generale è compreso tra 28°÷40°, anche se in condizioni ottimali ed in assenza di disturbo (vibrazioni) si possono trovare in pareti verticali, la porosità è mediamente il 25 % ed il peso specifico 1,4 t/m3.

Per tutti questi motivi le pozzolane mostrano in situ caratteristiche geotecniche migliori di quelle poi rilevate in laboratorio, questa differenza è da attribuire alla coesione "apparente" che deriva dal fatto che i granuli hanno forme irregolari e scabrose e durante la deposizione si incastrano tra loro in modo tale da dare coesione alla massa. Come già detto, questa coesione viene meno se i materiali sono saturati e/o sottoposti a vibrazioni, poiché con l'aumento delle pressioni interstiziali i granuli possono trovare un nuovo assetto geometrico con conseguente riduzione di volume.

Nicotera et alii hanno proposto un sistema di classificazione geotecnica delle pozzolane basato sui dati sperimentali, relative a circa 600 prove triassiali, raccolti in vari decenni dal D.I.G. dell'Università

Federico II di Napoli. Tale sistema prevede la classificazione dei depositi attraverso classi distinte in base alla profondità rispetto alle quali vengono rappresentati graficamente i limiti di fiducia dei parametri geotecnici (coesione e angolo di attrito), che rappresentano delle superfici ellittiche all'interno delle quali le coppie di valori dei parametri geotecnici hanno un'attendibilità del 70% e il cui centro rappresenta il valore medio dei parametri suddetti.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime dell'opera dovranno essere comunque verificate attentamente e valutate in fase progettuale definitiva ed esecutiva, così come la reale presenza di vuoti e cavità visto che dall'analisi della cartografia comunale il sito ricade in zona con elevata probabilità di presenza di cavità sotterranee.

Lo strato di riporto antropico, presente fino a profondità da definire dal p.c. con le indagini a farsi nei successivi approfondimenti progettuali, è costituito dai terreni che sono quelli probabilmente maggiormente interessati dalle fondazioni e per i quali è possibile determinare il Coefficiente di Permeabilità nel campo 103< k<10-5 cm/s.

Modello geotecnico

Come visto la stratigrafia della zona rispecchia quanto atteso ed in particolare il sottosuolo si può schematizzare come di seguito mostrato:

litologia	spessore m	ϕ °	γ_{nat} kN/m³	c kPa	Wn	γ_{sat} kN/m³	γ_{dry} kN/m³	Sr %	Dr %	RQD %	σ kPa
riporto antropico e piroclastiti rimaneggiate (alluvioni)	Fino a 10	28÷30	12,25	0,0÷5,0	25	16,2	10,0	42	25 ÷ 50		
Tufo Giallo Napoletano	Da 10 a 30	35÷40 *	17,00							80	8670

dove: φ' angolo di attrito da Prova taglio

c' coesione drenata da Prova taglio

Sr grado di saturazione

Wn contenuto naturale d'acqua

γnat peso di volume naturale

γdry peso di volume secco

φ angolo di attrito desunto da altri studi

E Modulo di compressione edometrica da prova edometrica

Verifica geotecnica e delle fondazioni – Impianto elevatore

Si riporta nel seguito la verifica geotecnica e delle fondazioni relativa all'impianto elevatore.

Le verifiche sono state condotte mediante l'Approccio 2 delle NTC2018.

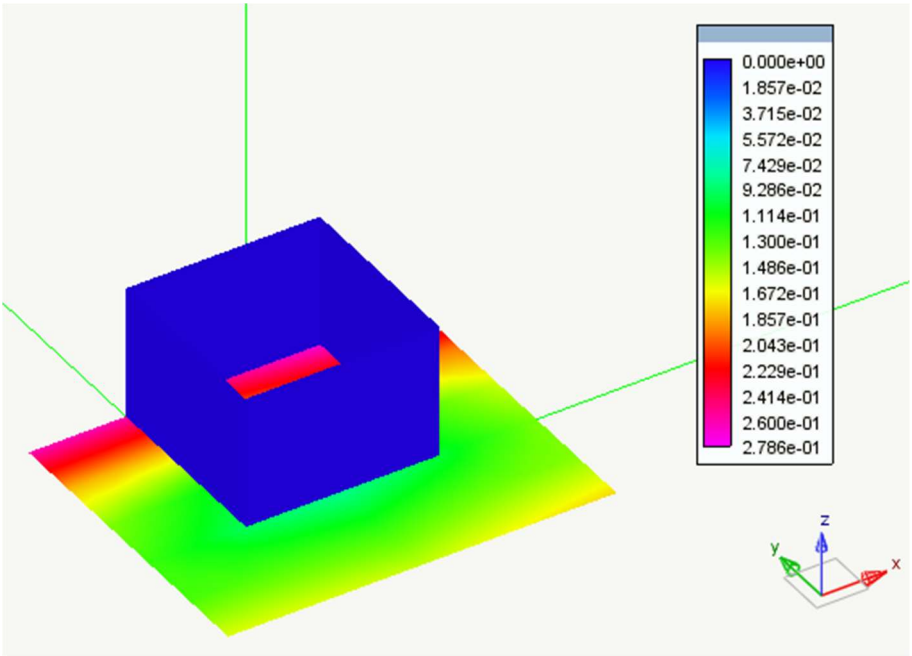


fig. 1 – Mappa deflessioni di calcolo

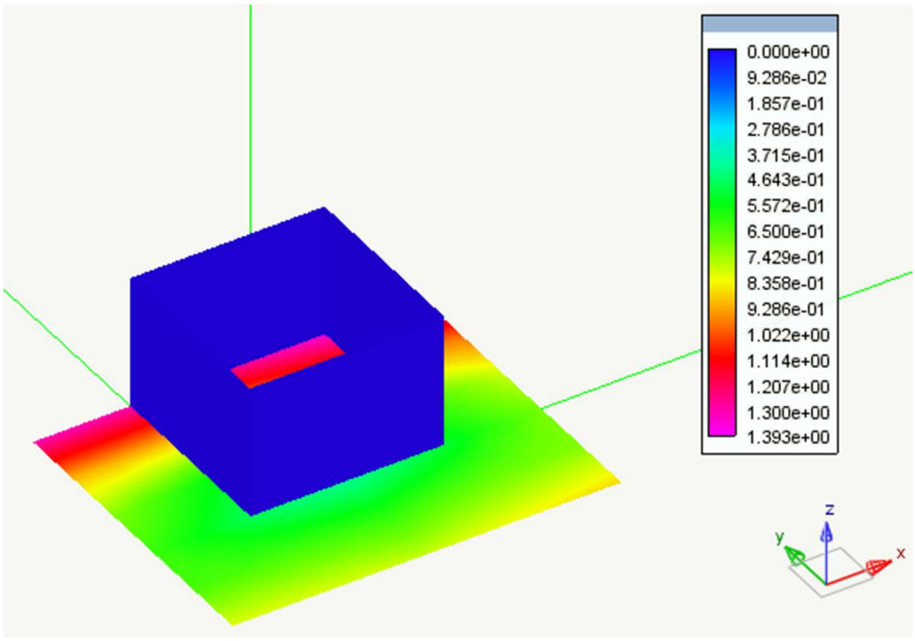


fig. 2 - Mappa pressioni di calcolo

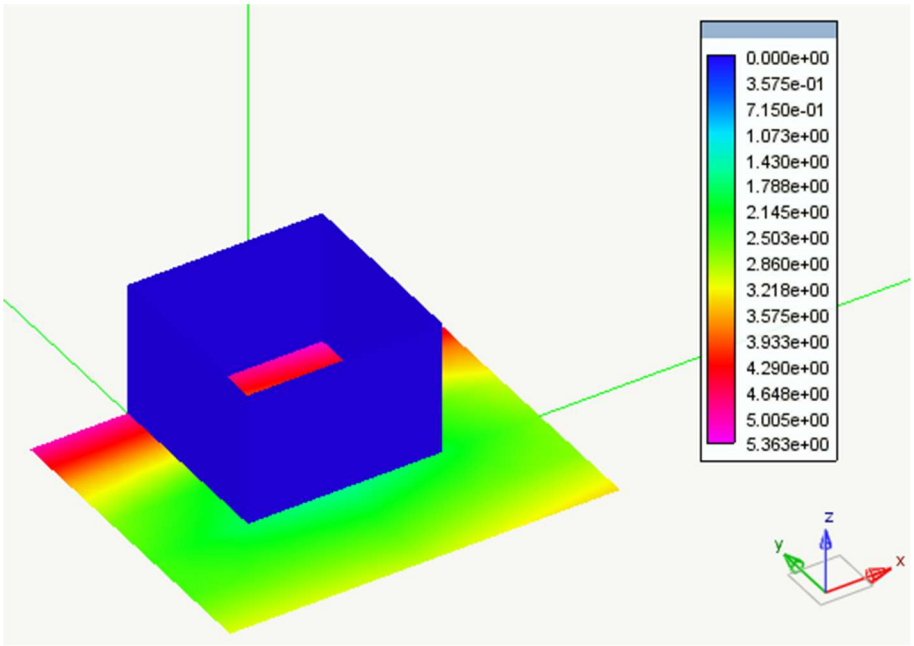


fig. 3 - Mappa coefficiente sfruttamento portanza

Verifica geotecnica

Elemento	Coeff. S.Fondo	Deflessione max	Pressione max	Portanza unitaria	Fattore sicurezza	Comb.
197	5.00	0.19	0.95	2.73	2.88	35

196	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	34
195	5.00	0.18	0.90	2.73	3.01	34
194	5.00	0.12	0.62	2.73	4.42	34
193	5.00	0.26	1.29	2.73	2.12	34
192	5.00	0.18	0.88	2.73	3.09	34
191	5.00	0.12	0.58	2.73	4.68	34
190	5.00	0.26	1.31	2.73	2.09	32
189	5.00	0.18	0.90	2.73	3.02	32
188	5.00	0.12	0.58	2.73	4.68	32
187	5.00	0.14	0.70	2.73	3.89	35
186	5.00	0.19	0.97	2.73	2.80	35
185	5.00	0.27	1.37	2.73	1.98	34
184	5.00	0.13	0.64	2.73	4.26	29
183	5.00	0.18	0.91	2.73	2.99	32
182	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	32
181	5.00	0.13	0.65	2.73	4.19	33
180	5.00	0.14	0.70	2.73	3.90	33
179	5.00	0.14	0.68	2.73	4.02	33
178	5.00	0.13	0.63	2.73	4.31	31
177	5.00	0.13	0.64	2.73	4.24	31
176	5.00	0.13	0.65	2.73	4.22	31
175	5.00	0.17	0.86	2.73	3.17	33
174	5.00	0.17	0.84	2.73	3.25	33
173	5.00	0.16	0.81	2.73	3.35	33
172	5.00	0.16	0.80	2.73	3.41	31
171	5.00	0.16	0.81	2.73	3.38	31
170	5.00	0.16	0.81	2.73	3.36	31
169	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	32
168	5.00	0.18	0.92	2.73	2.97	32
167	5.00	0.14	0.71	2.73	3.81	29

166	5.00	0.13	0.65	2.73	4.22	31
165	5.00	0.16	0.81	2.73	3.36	31
164	5.00	0.28	1.39	2.73	1.96	34
163	5.00	0.20	1.00	2.73	2.74	34
162	5.00	0.16	0.79	2.73	3.43	30
161	5.00	0.14	0.72	2.73	3.80	33
160	5.00	0.18	0.88	2.73	3.11	33
155	5.00	0.27	1.35	2.73	2.02	34
154	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	34
153	5.00	0.27	1.35	2.73	2.02	34
152	5.00	0.24	1.21	2.73	2.25	34
151	5.00	0.11	0.54	2.73	5.00	35
150	5.00	0.12	0.62	2.73	4.42	35
149	5.00	0.12	0.62	2.73	4.42	35

Verifica geotecnica e fondazioni – Vasca antincendio

Calcolo del carico sulla calotta - Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 25.00°.

Spinta sui piedritti - Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb

ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ, su una parete di altezza *H*, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \, \sin(\alpha-\delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\, \sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta) \,]}}{\sqrt{[\, \sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta) \,]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (α = 90° per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (*1/3 H* rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione *c* l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità *z* vale

$$\sigma_a = \gamma z \, K_a - 2 \, c \, \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità *z* e la spinta totale sulla parete di altezza *H* valgono

$$\sigma = \gamma \, z \, K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2\ \gamma\ H^2\ K_0 + p_v K_0\ H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove *W* è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, $\mathbf{K_e}$, si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura **K**. Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali **p**.

Indicando con **u** il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K\,u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti **u**

$$\mathbf{u = K^{-1}\,p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna 2,50 [m]

Larghezza esterna 3,20 [m]

Lunghezza mensola di fondazione sinistra 0,00 [m]

Lunghezza mensola di fondazione destra 0,00 [m]

Spessore piedritto sinistro 0,15 [m]

Spessore piedritto destro 0,15 [m]

Spessore fondazione 0,20 [m]

Spessore traverso 0,15 [m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione Terreno di ricoprimento

Spessore dello strato 0,50 [m]

Peso di volume 1800,00 [kg/mc]

Peso di volume saturo 2000,00 [kg/mc]

Angolo di attrito 25,00 [°]

Coesione 0,00 [kg/cmq]

Strato di rinfianco

Descrizione Terreno di rinfianco

Peso di volume 1225,00 [kg/mc]

Peso di volume saturo 1620,00 [kg/mc]

Angolo di attrito 28,00 [°]

Angolo di attrito terreno struttura 18,00 [°]

Coesione 0,00 [kg/cmq]

Costante di Winkler 0,00 [kg/cmq/cm]

Strato di base

Descrizione Terreno di base

Peso di volume 1225,00 [kg/mc]

Peso di volume saturo 1620,00 [kg/mc]

Angolo di attrito 28,00 [°]

Angolo di attrito terreno struttura 18,00 [°]

Coesione 0,00 [kg/cmq]

Costante di Winkler 1,00 [kg/cmq/cm]

Tensione limite 1,50 [kg/cmq]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	407,88	[kg/cmq]
Peso specifico calcestruzzo	2500,00	[kg/mc]
Modulo elastico E	338021,17	[kg/cmq]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cmq]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kg

Coppie concentrate espressi in kgm

Carichi distribuiti espressi in kg/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati

Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati

F_y componente Y del carico concentrato

F_x componente X del carico concentrato

M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 1)

Distr Terreno X_i= -2,50 X_f= 5,70 V_{ni}= 400 V_{nf}= 400

Condizione di carico n° 8 (Condizione 2)

Distr	Pied_S	Y_i= 0,00	Y_f= 2,50	V_{ni}= -2500	V_{nf}= 0	V_{ti}= 0	V_{tf}= 0
Distr	Pied_D	Y_i= 0,00	Y_f= 2,50	V_{ni}= 2500	V_{nf}= 0	V_{ti}= 0	V_{tf}= 0
Distr	Fondaz.	X_i= 0,00	X_f= 3,20	V_{ni}= 2500	V_{nf}= 2500	V_{ti}= 0	V_{tf}= 0

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c 1.50

Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica 0.83

Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo 0.85

Coefficiente di sicurezza acciaio 1.15

Coefficiente di sicurezza per la sezione 1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$V_{Rd}=[0.18*k*(100.0*\rho_l*fck)^{1/3}/\gamma_c+0.15*\sigma_{cp}]*bw*d>(vmin+0.15*\sigma_{cp})*b_w*d$

$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$

$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$

con:

d altezza utile sezione [mm]

b_w larghezza minima sezione [mm]

σ_{cp} tensione media di compressione [N/mmq]

ρ_l rapporto geometrico di armatura

A_{sw} area armatuta trasversale [mmq]

s interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$fcd'=0.5*fcd$

$k=1+(200/d)^{1/2}$

$vmin=0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w1=0,20 w2=0,30 w3=0,40

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Resistenza a trazione per **Flessione**

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni 3,00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

γ_{G1fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

γ_{G2sfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali

γ_{G2fav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali

γ_{Q} Coefficiente parziale sulle azioni variabili

$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

$\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*	*A1*	*A2*		
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00	
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00	
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,80	0,80	
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30	
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00	
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30	
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	

Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	*M1*	*M2*		
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*	*A1*	*A2*		
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0,00	0,00

Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	*M1*	*M2*		
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00	
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30	
Condizione 2	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50	

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30	

Condizione 2	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Condizione 1	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLE (Rara)

Effetto	γ	Ψ	C		
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	
Condizione 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00	

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X	ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y	ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kgm
V	taglio espresso in kg
SN	sforzo normale espresso in kg
ux	spostamento direzione X espresso in cm
uy	spostamento direzione Y espresso in cm
σ_t	pressione sul terreno espressa in kg/cmq

Tipo di analisi

Pressione in calotta Pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Spinta sui piedritti Attiva [combinazione 1]

Attiva [combinazione 2]

Attiva [combinazione 3]

Attiva [combinazione 4]

Attiva [combinazione 5]

Attiva [combinazione 6]

Attiva [combinazione 7]

Attiva [combinazione 8]

Attiva [combinazione 9]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 40.839997

Longitudine 14.252871

Comune Napoli

Provincia Napoli

Regione Campania

Punti di interpolazione del reticolo 33201 - 32979 - 32978 - 33200

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera di importanza strategica

Vita nominale 100 anni

Classe d'uso III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose

Vita di riferimento 150 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g = 2.34 [m/s^2]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.00

Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00

Coefficiente riduzione (β_m) 1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 23.81$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 11.91$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g = 1.02 [m/s^2]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.00

Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00

Coefficiente riduzione (β_m) 1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 10.44$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 5.22$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico 25,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,322	0,000
2	0,322	0,000
3	0,322	0,571
4	0,322	0,519
5	0,322	0,571
6	0,322	0,519
7	0,322	0,000
8	0,322	0,000
9	0,322	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	32
Numero elementi traverso	36
Numero elementi piedritto sinistro	24
Numero elementi piedritto destro	24
Numero molle fondazione	33
Numero molle piedritto sinistro	25
Numero molle piedritto destro	25

Risultati di inviluppo

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u_{Xmin} [cm]		u_{Xmax} [cm]		u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,07	-0,0004	0,8497	0,3917	0,8612		
0,83	-0,0002	0,8498	0,4132	0,7589		
1,60	0,0000	0,8498	0,4505	0,7049		
2,37	0,0001	0,8499	0,5131	0,7233		
3,05	0,0002	0,8499	0,5615	0,7889		

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u_{Xmin} [cm]		u_{Xmax} [cm]		u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,07	-0,0569	1,2330	0,3926	0,8631		
0,83	-0,0568	1,2330	0,5178	0,9483		
1,60	-0,0567	1,2329	0,6017	0,9786		
2,37	-0,0567	1,2329	0,6328	0,9120		
3,13	-0,0567	1,2328	0,5628	0,7907		

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]		u_{Xmax} [cm]		u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,10	-0,0004	0,8497	0,3917	0,8612		
1,26	-0,1073	0,9942	0,3922	0,8622		
2,43	-0,0569	1,2330	0,3926	0,8631		

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u_{Xmin} [cm]		u_{Xmax} [cm]		u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0,10	0,0002	0,8499	0,5615	0,7889		
1,26	0,0361	1,0938	0,5622	0,7899		
2,43	-0,0567	1,2328	0,5628	0,7907		

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M_{min} [kgm]		M_{max} [kgm]		V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,07	-1451	-311	-4570	-2467	-1627	-634		
0,83	629	2104	-2153	-1334	-1627	-545		
1,60	1634	2865	-723	427	-1627	-453		
2,37	1446	2120	988	2512	-1627	-361		
3,13	-476	398	2675	4229	-1627	-271		

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M_{min} [kgm]		M_{max} [kgm]		V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,07	-920	-90	1604	3396	-453	165		
0,83	731	1014	672	1711	-453	232		
1,60	910	1671	-338	3	-453	301		
2,37	338	1018	-1706	-1217	-453	369		
3,13	-1291	-610	-3391	-2149	-453	437		

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M_{min} [kgm]		M_{max} [kgm]		V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,10	-1451	-311	-1627	627	2614	4893		
1,26	-1189	-567	17	654	1988	3963		
2,43	-920	-90	-165	453	1604	3396		

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M_{min} [kgm]		M_{max} [kgm]		V_{min} [kg]	V_{max} [kg]	N_{min} [kg]	N_{max} [kg]
0,10	-476	398	849	1627	2917	4524		
1,26	-1181	-682	-97	563	2533	3958		
2,43	-1291	-610	-453	437	2149	3391		

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kg/cmq]	σ_{tmax} [kg/cmq]
0,07	0,39	0,86
0,83	0,41	0,76
1,60	0,45	0,70
2,37	0,51	0,72
3,13	0,56	0,79

Inviluppo verifiche a flessione

Verifica sezioni fondazione

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,07	6,16	6,16	2,69
0,83	6,16	6,16	1,62
1,60	6,16	6,16	1,36
2,37	6,16	6,16	1,61
3,13	6,16	6,16	4,40

Verifica sezioni traverso

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,07	6,16	6,16	3,11
0,83	6,16	6,16	2,40
1,60	6,16	6,16	1,72

2,37	6,16	6,16	2,39
3,13	6,16	6,16	2,28

Verifica sezioni piedritto sinistro

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,10	6,16	6,16	2,26
1,26	6,16	6,16	2,91
2,43	6,16	6,16	3,74

Verifica sezioni piedritto destro

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,10	6,16	6,16	7,01
1,26	6,16	6,16	2,94
2,43	6,16	6,16	2,53

Inviluppo verifiche a taglio

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,07	9784	0	0	0,00
0,83	9784	0	0	0,00
1,60	9784	0	0	0,00
2,37	9784	0	0	0,00
3,13	9784	0	0	0,00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,07	7557	0	0	0,00
0,83	7557	0	0	0,00
1,60	7557	0	0	0,00
2,37	7557	0	0	0,00
3,13	7557	0	0	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,10	8094	0	0	0,00
1,26	7983	0	0	0,00
2,43	7915	0	0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,10	8050	0	0	0,00
1,26	7982	0	0	0,00
2,43	7914	0	0	0,00

Inviluppo verifiche tensioni

Verifica sezioni fondazione

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,07	6,16	6,16	10,45	513,42	38,43
0,83	6,16	6,16	38,38	178,88	1673,22
1,60	6,16	6,16	53,03	252,31	2282,01
2,37	6,16	6,16	36,70	170,41	1603,07
3,13	6,16	6,16	10,31	508,00	37,76

Verifica sezioni traverso

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,07	6,16	6,16	32,55	94,84	1085,16
0,83	6,16	6,16	33,67	1122,54	98,15
1,60	6,16	6,16	56,18	1870,87	164,34
2,37	6,16	6,16	33,79	1126,49	98,50
3,13	6,16	6,16	32,31	94,15	1077,32

Verifica sezioni piedritto sinistro

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,10	6,16	6,16	18,75	123,76	348,77
1,26	6,16	6,16	37,72	171,73	1010,49
2,43	6,16	6,16	32,48	147,39	871,99

Verifica sezioni piedritto destro

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 15,00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,10	6,16	6,16	18,58	119,22	359,43
1,26	6,16	6,16	37,48	170,95	1002,95
2,43	6,16	6,16	32,24	146,61	864,46

Schema Strutturale

Area ed Inerzia elementi

Destinazione	**Area [cmq]**	**Inerzia [cm^4]**
Fondazione	2000,00	66666,67
Piedritto sinistro	1500,00	28125,00
Piedritto destro	1500,00	28125,00
Traverso	1500,00	28125,00

Simbologia adottata ed unità di misura

N	indice elemento
N_i	indice nodo iniziale elemento
N_j	indice nodo finale elemento
(X_i, Y_i)	coordinate nodo iniziale, espresse in cm
(X_j, Y_j)	coordinate nodo finale, espresse in cm
Dest	appartenenza elemento

N	N_i	N_j	X_i	Y_i	X_j	Y_j	Dest
1	1	2	7,50	10,00	15,00	10,00	Fond
2	2	3	15,00	10,00	24,67	10,00	Fond
3	3	4	24,67	10,00	34,33	10,00	Fond
4	4	5	34,33	10,00	44,00	10,00	Fond
5	5	6	44,00	10,00	53,67	10,00	Fond
6	6	7	53,67	10,00	63,33	10,00	Fond
7	7	8	63,33	10,00	73,00	10,00	Fond
8	8	9	73,00	10,00	82,67	10,00	Fond
9	9	10	82,67	10,00	92,33	10,00	Fond

10	10	11	92,33	10,00	102,00	10,00	Fond
11	11	12	102,00	10,00	111,67	10,00	Fond
12	12	13	111,67	10,00	121,33	10,00	Fond
13	13	14	121,33	10,00	131,00	10,00	Fond
14	14	15	131,00	10,00	140,67	10,00	Fond
15	15	16	140,67	10,00	150,33	10,00	Fond
16	16	17	150,33	10,00	160,00	10,00	Fond
17	17	18	160,00	10,00	169,67	10,00	Fond
18	18	19	169,67	10,00	179,33	10,00	Fond
19	19	20	179,33	10,00	189,00	10,00	Fond
20	20	21	189,00	10,00	198,67	10,00	Fond
21	21	22	198,67	10,00	208,33	10,00	Fond
22	22	23	208,33	10,00	218,00	10,00	Fond
23	23	24	218,00	10,00	227,67	10,00	Fond
24	24	25	227,67	10,00	237,33	10,00	Fond
25	25	26	237,33	10,00	247,00	10,00	Fond
26	26	27	247,00	10,00	256,67	10,00	Fond
27	27	28	256,67	10,00	266,33	10,00	Fond
28	28	29	266,33	10,00	276,00	10,00	Fond
29	29	30	276,00	10,00	285,67	10,00	Fond
30	30	31	285,67	10,00	295,33	10,00	Fond
31	31	32	295,33	10,00	305,00	10,00	Fond
32	32	33	305,00	10,00	312,50	10,00	Fond
33	1	69	7,50	10,00	7,50	19,69	PiedL
34	69	70	7,50	19,69	7,50	29,38	PiedL
35	70	71	7,50	29,38	7,50	39,06	PiedL
36	71	72	7,50	39,06	7,50	48,75	PiedL
37	72	73	7,50	48,75	7,50	58,44	PiedL

38	73	74	7,50	58,44	7,50	68,13	PiedL
39	74	75	7,50	68,13	7,50	77,81	PiedL
40	75	76	7,50	77,81	7,50	87,50	PiedL
41	76	77	7,50	87,50	7,50	97,19	PiedL
42	77	78	7,50	97,19	7,50	106,88	PiedL
43	78	79	7,50	106,88	7,50	116,56	PiedL
44	79	80	7,50	116,56	7,50	126,25	PiedL
45	80	81	7,50	126,25	7,50	135,94	PiedL
46	81	82	7,50	135,94	7,50	145,63	PiedL
47	82	83	7,50	145,63	7,50	155,31	PiedL
48	83	84	7,50	155,31	7,50	165,00	PiedL
49	84	85	7,50	165,00	7,50	174,69	PiedL
50	85	86	7,50	174,69	7,50	184,38	PiedL
51	86	87	7,50	184,38	7,50	194,06	PiedL
52	87	88	7,50	194,06	7,50	203,75	PiedL
53	88	89	7,50	203,75	7,50	213,44	PiedL
54	89	90	7,50	213,44	7,50	223,12	PiedL
55	90	91	7,50	223,12	7,50	232,81	PiedL
56	91	161	7,50	232,81	7,50	242,50	PiedL
57	33	115	312,50	10,00	312,50	19,69	PiedR
58	115	116	312,50	19,69	312,50	29,38	PiedR
59	116	117	312,50	29,38	312,50	39,06	PiedR
60	117	118	312,50	39,06	312,50	48,75	PiedR
61	118	119	312,50	48,75	312,50	58,44	PiedR
62	119	120	312,50	58,44	312,50	68,13	PiedR
63	120	121	312,50	68,13	312,50	77,81	PiedR
64	121	122	312,50	77,81	312,50	87,50	PiedR
65	122	123	312,50	87,50	312,50	97,19	PiedR

66	123	124	312,50	97,19	312,50	106,88	PiedR
67	124	125	312,50	106,88	312,50	116,56	PiedR
68	125	126	312,50	116,56	312,50	126,25	PiedR
69	126	127	312,50	126,25	312,50	135,94	PiedR
70	127	128	312,50	135,94	312,50	145,63	PiedR
71	128	129	312,50	145,63	312,50	155,31	PiedR
72	129	130	312,50	155,31	312,50	165,00	PiedR
73	130	131	312,50	165,00	312,50	174,69	PiedR
74	131	132	312,50	174,69	312,50	184,38	PiedR
75	132	133	312,50	184,38	312,50	194,06	PiedR
76	133	134	312,50	194,06	312,50	203,75	PiedR
77	134	135	312,50	203,75	312,50	213,44	PiedR
78	135	136	312,50	213,44	312,50	223,12	PiedR
79	136	137	312,50	223,12	312,50	232,81	PiedR
80	137	197	312,50	232,81	312,50	242,50	PiedR
81	161	162	7,50	242,50	15,00	242,50	Trav
82	162	163	15,00	242,50	23,53	242,50	Trav
83	163	164	23,53	242,50	32,06	242,50	Trav
84	164	165	32,06	242,50	40,59	242,50	Trav
85	165	166	40,59	242,50	49,12	242,50	Trav
86	166	167	49,12	242,50	57,65	242,50	Trav
87	167	168	57,65	242,50	66,18	242,50	Trav
88	168	169	66,18	242,50	74,71	242,50	Trav
89	169	170	74,71	242,50	83,24	242,50	Trav
90	170	171	83,24	242,50	91,76	242,50	Trav
91	171	172	91,76	242,50	100,29	242,50	Trav
92	172	173	100,29	242,50	108,82	242,50	Trav
93	173	174	108,82	242,50	117,35	242,50	Trav

94	174	175	117,35	242,50	125,88	242,50	Trav
95	175	176	125,88	242,50	134,41	242,50	Trav
96	176	177	134,41	242,50	142,94	242,50	Trav
97	177	178	142,94	242,50	151,47	242,50	Trav
98	178	179	151,47	242,50	160,00	242,50	Trav
99	179	180	160,00	242,50	168,53	242,50	Trav
100	180	181	168,53	242,50	177,06	242,50	Trav
101	181	182	177,06	242,50	185,59	242,50	Trav
102	182	183	185,59	242,50	194,12	242,50	Trav
103	183	184	194,12	242,50	202,65	242,50	Trav
104	184	185	202,65	242,50	211,18	242,50	Trav
105	185	186	211,18	242,50	219,71	242,50	Trav
106	186	187	219,71	242,50	228,24	242,50	Trav
107	187	188	228,24	242,50	236,76	242,50	Trav
108	188	189	236,76	242,50	245,29	242,50	Trav
109	189	190	245,29	242,50	253,82	242,50	Trav
110	190	191	253,82	242,50	262,35	242,50	Trav
111	191	192	262,35	242,50	270,88	242,50	Trav
112	192	193	270,88	242,50	279,41	242,50	Trav
113	193	194	279,41	242,50	287,94	242,50	Trav
114	194	195	287,94	242,50	296,47	242,50	Trav
115	195	196	296,47	242,50	305,00	242,50	Trav
116	196	197	305,00	242,50	312,50	242,50	Trav
117	1	34	7,50	10,00	7,50	-90,00	MollaF
118	2	35	15,00	10,00	15,00	-90,00	MollaF
119	3	36	24,67	10,00	24,67	-90,00	MollaF
120	4	37	34,33	10,00	34,33	-90,00	MollaF
121	5	38	44,00	10,00	44,00	-90,00	MollaF

122	6	39	53,67	10,00	53,67	-90,00	MollaF
123	7	40	63,33	10,00	63,33	-90,00	MollaF
124	8	41	73,00	10,00	73,00	-90,00	MollaF
125	9	42	82,67	10,00	82,67	-90,00	MollaF
126	10	43	92,33	10,00	92,33	-90,00	MollaF
127	11	44	102,00	10,00	102,00	-90,00	MollaF
128	12	45	111,67	10,00	111,67	-90,00	MollaF
129	13	46	121,33	10,00	121,33	-90,00	MollaF
130	14	47	131,00	10,00	131,00	-90,00	MollaF
131	15	48	140,67	10,00	140,67	-90,00	MollaF
132	16	49	150,33	10,00	150,33	-90,00	MollaF
133	17	50	160,00	10,00	160,00	-90,00	MollaF
134	18	51	169,67	10,00	169,67	-90,00	MollaF
135	19	52	179,33	10,00	179,33	-90,00	MollaF
136	20	53	189,00	10,00	189,00	-90,00	MollaF
137	21	54	198,67	10,00	198,67	-90,00	MollaF
138	22	55	208,33	10,00	208,33	-90,00	MollaF
139	23	56	218,00	10,00	218,00	-90,00	MollaF
140	24	57	227,67	10,00	227,67	-90,00	MollaF
141	25	58	237,33	10,00	237,33	-90,00	MollaF
142	26	59	247,00	10,00	247,00	-90,00	MollaF
143	27	60	256,67	10,00	256,67	-90,00	MollaF
144	28	61	266,33	10,00	266,33	-90,00	MollaF
145	29	62	276,00	10,00	276,00	-90,00	MollaF
146	30	63	285,67	10,00	285,67	-90,00	MollaF
147	31	64	295,33	10,00	295,33	-90,00	MollaF
148	32	65	305,00	10,00	305,00	-90,00	MollaF
149	33	66	312,50	10,00	312,50	-90,00	MollaF

150	1	67	7,50	10,00	-92,50	10,00	MollaPL
151	69	92	7,50	19,69	-92,50	19,69	MollaPL
152	70	93	7,50	29,38	-92,50	29,38	MollaPL
153	71	94	7,50	39,06	-92,50	39,06	MollaPL
154	72	95	7,50	48,75	-92,50	48,75	MollaPL
155	73	96	7,50	58,44	-92,50	58,44	MollaPL
156	74	97	7,50	68,13	-92,50	68,13	MollaPL
157	75	98	7,50	77,81	-92,50	77,81	MollaPL
158	76	99	7,50	87,50	-92,50	87,50	MollaPL
159	77	100	7,50	97,19	-92,50	97,19	MollaPL
160	78	101	7,50	106,88	-92,50	106,88	MollaPL
161	79	102	7,50	116,56	-92,50	116,56	MollaPL
162	80	103	7,50	126,25	-92,50	126,25	MollaPL
163	81	104	7,50	135,94	-92,50	135,94	MollaPL
164	82	105	7,50	145,63	-92,50	145,63	MollaPL
165	83	106	7,50	155,31	-92,50	155,31	MollaPL
166	84	107	7,50	165,00	-92,50	165,00	MollaPL
167	85	108	7,50	174,69	-92,50	174,69	MollaPL
168	86	109	7,50	184,38	-92,50	184,38	MollaPL
169	87	110	7,50	194,06	-92,50	194,06	MollaPL
170	88	111	7,50	203,75	-92,50	203,75	MollaPL
171	89	112	7,50	213,44	-92,50	213,44	MollaPL
172	90	113	7,50	223,12	-92,50	223,12	MollaPL
173	91	114	7,50	232,81	-92,50	232,81	MollaPL
174	161	198	7,50	242,50	-92,50	242,50	MollaPL
175	33	68	312,50	10,00	412,50	10,00	MollaPR
176	115	138	312,50	19,69	412,50	19,69	MollaPR
177	116	139	312,50	29,38	412,50	29,38	MollaPR

178	117	140	312,50	39,06	412,50	39,06	MollaPR
179	118	141	312,50	48,75	412,50	48,75	MollaPR
180	119	142	312,50	58,44	412,50	58,44	MollaPR
181	120	143	312,50	68,13	412,50	68,13	MollaPR
182	121	144	312,50	77,81	412,50	77,81	MollaPR
183	122	145	312,50	87,50	412,50	87,50	MollaPR
184	123	146	312,50	97,19	412,50	97,19	MollaPR
185	124	147	312,50	106,88	412,50	106,88	MollaPR
186	125	148	312,50	116,56	412,50	116,56	MollaPR
187	126	149	312,50	126,25	412,50	126,25	MollaPR
188	127	150	312,50	135,94	412,50	135,94	MollaPR
189	128	151	312,50	145,63	412,50	145,63	MollaPR
190	129	152	312,50	155,31	412,50	155,31	MollaPR
191	130	153	312,50	165,00	412,50	165,00	MollaPR
192	131	154	312,50	174,69	412,50	174,69	MollaPR
193	132	155	312,50	184,38	412,50	184,38	MollaPR
194	133	156	312,50	194,06	412,50	194,06	MollaPR
195	134	157	312,50	203,75	412,50	203,75	MollaPR
196	135	158	312,50	213,44	412,50	213,44	MollaPR
197	136	159	312,50	223,12	412,50	223,12	MollaPR
198	137	160	312,50	232,81	412,50	232,81	MollaPR
199	197	199	312,50	242,50	412,50	242,50	MollaPR

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);

- Calcolo della spinta del terreno;

- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);

- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo SCAT - Analisi Strutture Scatolari

Versione 14.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

Utente VITRUVIUS ENGINEERING S.A.S.

Licenza AIC0110DL

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Conclusioni

Le deformazioni e le tensioni risultanti dai calcoli attendono le verifiche agli stati limite, e sono conformi alla qualità dei materiali prescritti. Le ipotesi ed i risultati dei calcoli risultano conformi alle vigenti normative (D. M. 17.01.2018).

Napoli, 26.05.2025

Il progettista