

PROGETTAZIONE

STUDIO DI INGEGNERIA
ISOLA BOASSO & ASSOCIATI S.r.l.

Dott. Ing. Riccardo ISOLA
Dott. Ing. Paolo BOASSO
Dott. Ing. Fabrizio RABAGLIO

Corso Prestinari 86
13100 VERCELLI (VC)

Tel. 0039 0161 215214
fax. 0039 0161 1895045
isolaboasso@email.it
isolaboassoassociati@legalmail.it
www.isolaboasso.it



Acqua Novara VCO Spa
Via L. Triggiani n. 9
28100 NOVARA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Oggetto

POTENZIAMENTO STAZIONE DI DEFOSFATAZIONE CHIMICA A SERVIZIO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI NOVARA (NO)

Rif. archivio: 023.23

Scala

—

Elaborato. n° ST.01.001

Rev.

00

AGGIORNAMENTI

Prima emissione — PFTE

DATA

Aprile 2025

Contenuto degli Elaborati

RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE

Il Responsabile

Dott. Ing. Riccardo ISOLA

Visto

Vs. Rif. arch.:

Riproduzione o consegna a terzi
solo dietro specifica autorizzazione

Ente destinatario:

—

* Riservato all'Amministrazione

Sommario

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	RIFERIMENTI LEGISLATIVI.....	4
4	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	4
4.1	Analisi dinamica	5
4.2	Calcolo sollecitazioni modali ^[4-7]	6
5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	7
5.1	Verifica Stato Limite Ultimo di Resistenza	7
5.2	Verifica Stato Limite Ultimo di Duttilità.....	8
5.3	Verifica Stato Limite Tensione di Esercizio	8
5.4	Verifica Stato Limite di Fessurazione.....	8
5.5	Verifica Stato Limite di deformazione	9
5.6	Elementi secondari	9
5.7	Verifiche Shell.....	9
5.7.1	Verifica armatura.....	10
5.7.2	Verifica calcestruzzo.....	10
5.7.3	Verifica a punzonamento	11
5.8	Verifiche plinti diretti	11
5.8.1	Verifica a flessione e taglio	11
5.8.2	Verifica punzonamento	12
6	COMBINAZIONI DI CARICO E RISULTATI DI CALCOLO	13
7	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO	16
8	AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE.....	16

1 PREMESSA

Il seguente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica come previsto al § 10.1 del Decreto ministeriale (infrastrutture) 17 gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni" di seguito denominato NTC18

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura in oggetto, ubicata nel comune di Novara (NO) alla latitudine 45.421295° e alla longitudine 8.596185°, si trova a 162m sul livello del mare e dista dalla costa 111.2km. E' una struttura di fondazione a servizio di serbatoi di policloruro di alluminio. In pianta ha le seguenti dimensioni 5.20m x 14.92m . L'altezza di calcolo delle pareti perimetrali è 1.60m.

Nelle Figure 1 e 2 sono riportate due viste prospettiche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

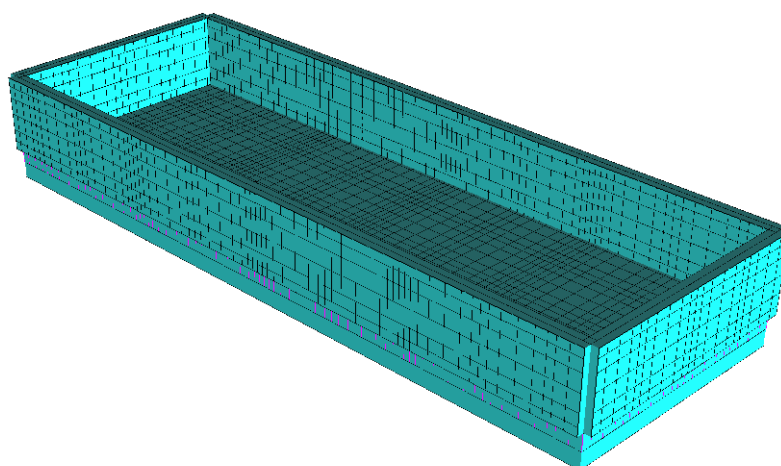


Figura 1. Vista n°1 struttura

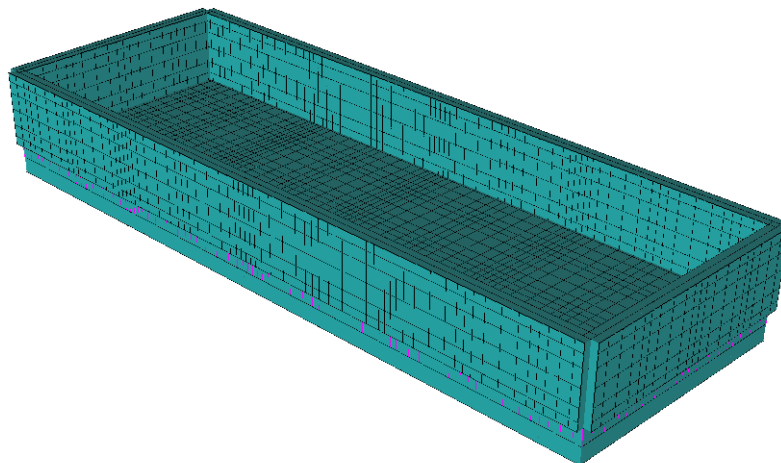


Figura 2. Vista n°2 struttura

La struttura è costituita da elementi portanti in calcestruzzo armato, formata dai seguenti elementi strutturali.

Parete: Elemento bidimensionale verticale modellata con shell.

Piastra: Elemento bidimensionale orizzontale o inclinata modellata con shell.

Piastra di Winkler : Piastra su suolo elastico di Winkler.

[2-1]: Beyer-Dazio-Priestley, "Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped RC walls", 2008, par.2.3.1, pag.17 - IUSS Press Pavia

[2-2]: M. N. Fardis, E. C. Carvalho, A. Elnashai, E. Faccioli, P. E. Pinto, A. Plumier, "Guida all'Eurocodice 8", 2011, par.4.6.3, pag.80 - EPC Editore

3 RIFERIMENTI LEGISLATIVI

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Decreto Ministeriale del 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" (di seguito NTC18) e relative "Istruzioni per l'applicazione" ovvero Circolare ministeriale n°7 CSLLPP del 21/1/2019 (di seguito CNTC18).

Decreto ministeriale 65 del 07/03/2017, "Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni".

Inoltre si sono tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" Norma UNI EN 1992 (di seguito EC2)

Eurocodice 3: "Progettazione delle strutture in acciaio" Norma UNI EN 1993 (di seguito EC3)

Eurocodice 5: "Progettazione delle strutture in legno" Norma UNI EN 1995 (di seguito EC5)

Eurocodice 6: "Progettazione delle strutture in muratura" Norma UNI EN 1996 (di seguito EC6)

Eurocodice 8: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica". Norma UNI EN 1998 (di seguito EC8)

CNR DT 206-R1/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno" (di seguito DT206).

4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferiti al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$K \cdot u = F \quad (4.1)$$

in cui:

K = matrice di rigidezza della struttura

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky^[2].

Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

Beam: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi, pilastri, maschi, fasce e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.

Beam di Winkler: Beam su suolo elastico. Utilizzato per travi di fondazioni. Il modello adottato è quello di Eulero-Bernoulli su suolo elastico continuo.

Biella: Beam incernierato all'estremità. Utilizzata per modellare il comportamento membranale dei solai.

Shell Triangolare^[4-1]: Elemento bidimensionale triangolare con 3 nodi (corrispondenti ai 3 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra CST (Constant Strain Triangle) con 6 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKT (Discrete Kirchhoff Triangle)^[4-2] con 9 gdl.

Shell Rettangolare^[4-1]: Elemento bidimensionale rettangolare con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra LSR (Linear Strain Rectangle) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff ACM (Elemento Adini-Clough-Melosh, 1961-63) con 12 gdl.

Shell Quadrangolare: Elemento bidimensionale quadrilatero isoparametrico con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra Q4 (Linear Quadrilateral Element) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKQ (Discrete Kirchhoff Quadrilateral)^[4-3] con 12 gdl.

Rigel: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due nodi. L'elemento rigel è utilizzato in automatico dal programma per modellare l'eventuale parte indeformabile posta agli estremi di travi, pilastri, maschi e fasce.

Oltre agli elementi finiti elencati sopra è possibile inserire nella struttura i seguenti tipi di vincoli:

Svincolo interno. Elemento definito da una matrice di rigidezza 6x6 che permette di inserire qualunque tipo di vincolo interno lineare.

Vincolo esterno. Elemento definito da una matrice di rigidezza 6x6 che permette di inserire qualunque tipo di vincolo esterno lineare.

L'appoggio delle lastre sui pilastri è modellato aggiungendo delle travi fittizie rigide che uniscono i nodi delle mesh ricadenti all'interno del pilastro.

Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto.

Il sistema di riferimento delle aste ha il punto di origine nel primo nodo dell'asta, gli assi y e z coincidenti con gli assi della sezione e l'asse x orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori.

Nel sistema di riferimento locale l'elemento shell giace nel piano x', y'. Per gli shell verticali l'asse x' è scelto parallelo al piano orizzontale con l'angolo x'-x compreso tra -45°(escluso) e 135°; l'asse y' è verticale e rivolto verso l'alto. Per gli shell orizzontali l'asse x' è parallelo all'asse x e l'asse z', normale al piano dell'elemento, è rivolto verso l'alto.

L'analisi sismica è di tipo dinamica lineare (§7.3.3.1 NTC18) con masse concentrate sui nodi.

Nell'analisi sismica le non linearità geometriche (effetti P-Δ) sono prese in conto attraverso il fattore θ, come prescritto dai §§7.3.1 e 7.3.3.3 NTC18

[4-1]: G Toniolo P.G. Malerba, "Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale", 1981 – Masson Italia

[4-2]: Jean-Louis Batoz, "An explicit formulation for an efficient triangular plate-bending element", 1982 - International Journal for Numerical Methods in Engineering

[4-3]: Jean-Louis Batoz, "Evaluation of a new quadrilateral thin plate bending Element", 1982 - International Journal for Numerical Methods in Engineering

4.1 Analisi dinamica

I modi di vibrare della struttura sono calcolati mediante soluzione dell'equazione matriciale:

$$[K-\lambda M]\psi = 0 \quad (4.2)$$

Dove:

ψ = autovettore

λ = autovalore

M = matrice delle masse

K = matrice delle rigidezze

Gli spostamenti dell' i -esimo modo hanno la forma:

$$u_i(t) = \psi_i p_i \sin(\omega_i t + \phi_i)$$

con:

$$\omega^2 = \lambda$$

ϕ = fase

p = ampiezza (scalare)

t = tempo (variabile indipendente)

La (4.2) è risolta con il metodo di interazione nel sottospazio^[4-5] o col metodo di Lanczos^[4-6]

Per la costruzione della matrice M le masse sono considerate concentrate nei nodi e sono trascurate le masse rotazionali.

4.2 Calcolo sollecitazioni modali [4-7]

Per ogni autovalore λ_i esistono infiniti autovettori ψ_i proporzionali tra loro.

Nel seguito ci si riferisce alla forma ψ_i ortonormalizzata ad 1 con M , ovvero che verifica la:

$$\psi_i^T M \psi_i = 1$$

La matrice diagonale M può essere scritta come:

$$M = M_x + M_y + M_z$$

dove: M_x [M_y , M_z] è la matrice delle sole masse traslazionali lungo x [lungo y , lungo z]

Si definisce il vettore

$$m_x = M_x \mu$$

dove μ è vettore con tutti elementi 1 e lunghezza pari alla dimensione della matrice M

Si definisce *fattore di partecipazione modale* lo scalare:

$$L_{ix} = \psi_i^T m_x \quad (4.3)$$

Si può definire lo scalare:

$$p_{ix} = S_x(T_i, \xi) L_{ix} / \lambda_i \quad (4.4)$$

dove:

$$T_i = 2\pi / \omega_i = \text{periodo del modo } i$$

La funzione $S_x(T, \xi)$ è lo spettro di progetto in accelerazione del sisma x . (§ 3.2.3.2 NTC18)

Il vettore degli spostamenti massimi dovuti all'eccitazione del modo i da parte del sisma x è calcolato con:

$$u_{ix \max} = p_{ix} \psi_i \quad (4.5)$$

Nei tabulati, per il modo i -esimo, sono riportate:

- le sollecitazioni calcolate a partire da spostamenti pari a ψ_i (espresso in metri)
- la tabella dei coefficienti p_{ix} denominati "*coefficienti di amplificazione modali*".

La *quota di massa partecipante* del modo i al sisma x è lo scalare:

$$s_{ix} = L_{ix}^2 / (\mu^T m_x) \quad (4.6)$$

dove: $\mu^T m_x$ è la somma delle masse sismiche per il sisma x .

Per la combinazione degli effetti riguardanti i singoli modi si utilizza la combinazione quadratica completa come indicato nelle espressioni [7.3.4] e [7.3.5b] delle NTC18.

Gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa sono calcolati mediante l'analisi statica come indicato nel §7.3.3 delle NTC18.

[4-5]: Bathe-Wilson, "Numerical Methods in Finite Element Analysis", 1976, §12.3 – Prentice-Hall

[4-6]: Thomas J.R. Hughes, "The Finite Element Method", 2000, §10.6 – Dover Publications

[4-7]: Paolo Rugarli, "Analisi modale ragionata", 2005, §9.1, - EPC Libri

5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è svolta in conformità con il §4.1 NTC18 (Costruzioni in calcestruzzo) e §7.4 NTC18 (Progettazione per azioni sismiche - Costruzioni in calcestruzzo).

La simbologia utilizzata, ove non espressamente indicato, si riferisce ai suddetti paragrafi delle NTC18.

5.1 Verifica Stato Limite Ultimo di Resistenza

Per la verifica allo stato limite ultimo di resistenza i modelli σ - ϵ adottati sono: (§4.1.2.1.2 NTC18)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC18
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Figura 4.1.3(b) NTC18

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante l'espressione:

$$[(M_y/M_{Ry})^\alpha + (M_z/M_{Rz})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.19) \text{ NTC18}$$

Per le sezioni rettangolari l'esponente α è dedotto, come indicato nel §4.1.2.3.4.2 delle NTC18, in funzione dei parametri v e ω_t . In particolare si utilizza l'espressione Monti e Allesandri (2007) ^[5-1].

$$\alpha = c (b/h)^\gamma (\omega_x)^\phi (\omega_y)^\psi (v)^\theta$$

con:

v	c	γ	ϕ	ψ	θ
>0	1,15	-0,01	-0,03	-0,03	-0,07
$=0$	1,18	-0,02	-0,02	-0,06	
<0	1,30	-0,06	-0,13	-0,30	0,18

$\omega_x = A_{sx} \cdot f_{yd}/N_{Rcd}$, dove A_{sx} è l'armatura nella direzione x

$\omega_y = A_{sy} \cdot f_{yd}/N_{Rcd}$, dove A_{sy} è l'armatura nella direzione y

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd}$$

$$N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$$

In alternativa al metodo Monti-Alessandri, per sezioni rettangolari, è utilizzata la tabella delle NTC18:

v	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi da v .

Per sezioni circolari ed ellittiche si utilizza $\alpha=2$, per le sezioni a T si utilizza $\alpha=1$; in ogni caso di pone $\alpha \leq 2$

Per il calcolo dei momenti resistenti M_{Ry} ed M_{Rz} dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \cotg(\theta) \leq 2,5 \quad (5.1)$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante l'espressione:

$$(V_{Edyx}/V_{Rcdy} + V_{Edz}/V_{Rcdz} + M_t/T_{Rcd}) \leq 1 \quad (5.2)$$

Dove M_t = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$[(V_{Edy}/V_{Rsdy})^2 + (V_{Edz}/V_{Rsdz})^2] \leq 1 \quad (5.3)$$

Ogni sezione (per travi, pilastri e pareti) è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni (N, V_y, V_z, M_t, M_y, M_z)

Le verifiche agli SLU delle pareti sono effettuate come indicato nel §7.4.4.5.1 NTC18

[5-1]: Cosenza-Manfredi-Pecce, "Strutture in cemento armato" II Ed., 2015, §4.9, pag.171– Editore Hoepli

5.2 Verifica Stato Limite Ultimo di Duttilità

Le verifiche di duttilità, ove richieste della NTC18, sono fatte con la relazione:

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(E_d) \geq \mu_{ed} \quad [4.1.18b] \text{ NTC18}$$

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_{ϕ} è calcolata separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura di raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio ϕ_u e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} calcolata come indicato nel §4.1.2.3.4.2 NTC18.

5.3 Verifica Stato Limite Tensione di Esercizio

Le verifiche dello stato limite di limitazione delle tensioni sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.5 NTC18.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni (travi, pilastri e pareti), a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di N, M_y, M_z) con l'espressione^[5-3]:

$$|M_y/M_{ay}| + |M_z/M_{az}| \leq 1 \quad (5.4)$$

dove:

M_{ay} = Momento M_y ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

M_{az} = Momento M_z ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N

[5-3]: Aurelio Ghersi, "Il cemento Armato", 2010, Cap.10 par.6, pag.285 - Dario Flaccovio Editore

5.4 Verifica Stato Limite di Fessurazione

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4.5 NTC18. Per il calcolo dell'ampiezza caratteristica della fessure si utilizza la formula [4.1.14] NTC18. Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} è utilizzato un documento di comprovata validità ossia il D.M. 9 gennaio 1996 e il punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm} \quad (5.5)$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC18.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si sceglie il valore Δ_{sm} che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione semplice.
- Si ricava ϵ_{sm} dalla (5.5) ponendo w_d pari al valore nominale ammissibile.
- Si ricava σ_s dall'equazione: $\epsilon_{sm} = \sigma_s (1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$ (CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))
- Nota la σ_s si procede alla verifica con la formula $|M_y/M_{ay}| + |M_z/M_{az}| \leq 1$

5.5 Verifica Stato Limite di deformazione

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato §C4.1.2.2.2 della CNTC18. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo E_{eff} è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \phi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2-2005})$$

dove:

$\phi(\infty, t_0)$ è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC e con $t_0 = 30$ giorni.

E_{cm} = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la (11.2.5) delle NTC18.

L'inerzia delle sezioni parzialmente fessurate è calcolata con la formula (C4.1.2) della CNTC18. Le sezioni interamente fessurate sono omogeneizzate con $n=15$.

5.6 Elementi secondari

Gli elementi strutturali considerati secondari sono inseriti nel modello ed armati in base ai risultati del calcolo^[5-4], rispettando così le verifiche di congruenza.

Il contributo della rigidezza degli elementi secondari, che per il §7.2.3 deve essere inferiore al 15% , è calcolato con la formula:

$$C_s = S_p / S_{t-1} \quad (5.6)$$

Dove :

C_s = contributo alla rigidezza degli elementi secondari.

S_p = spostamento medio d'impalcato considerando i soli elementi principali, eliminando cioè gli elementi secondari moltiplicandone il modulo di elasticità per 0.001

S_t = spostamento medio dell'impalcato tenendo conto di tutti gli elementi.

Secondo le NTC18 gli elementi secondari devono sostenere i carichi gravitazionali (non quelli sismici) quando sono soggetti agli spostamenti causati dalle condizioni di progetto allo SLC. Per effettuare tale verifica, allo SLC, ovvero per calcolare la capacità di rotazione ultima di tali elementi, si utilizza l'espressione (A.1) EC8-3, ossia la formula [C8.7.2.1] della CNTC18.

[5-4]: Aurelio Ghersi - Pietro Lenza, "Edifici antisismici in cemento armato", 2009, Cap.6 par.4.3, pag.172 - Dario Flaccovio Editore

5.7 Verifiche Shell

Ipotizziamo senza ledere la generalità che le armature siano disposte lungo gli assi locali x e y (figura seguente)

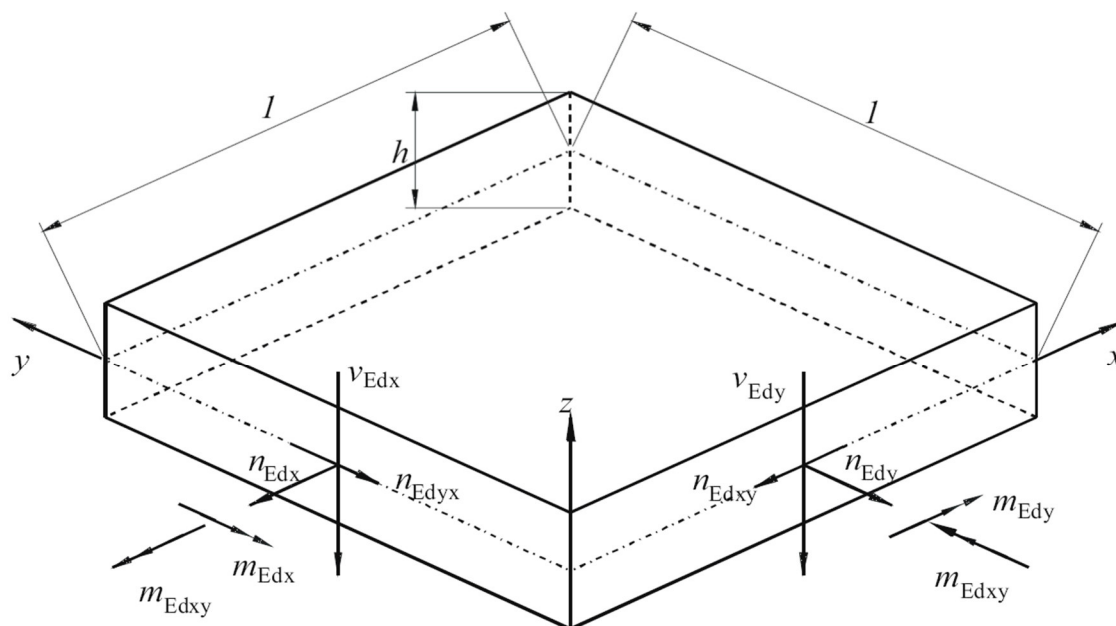


Figura 6. Elemento shell

5.7.1 Verifica armatura

Nel caso di lastra le sollecitazioni di verifica delle armature sono calcolate come indicato nell'appendice F EC2-2, ovvero, a vantaggio di sicurezza:

$$n'_{dx} = n_{Edx} + |n_{Edxy}| \quad (5.7a)$$

$$n'_{dy} = n_{Edy} + |n_{Edxy}| \quad (5.7b)$$

con n_{Edy} positiva se di trazione.

Nel caso di piastra i momenti di verifica delle armature sono calcolati, a vantaggio di sicurezza, con le seguenti espressioni [5-5]:

$$m'_{dx} = m_{Edx} \pm |m_{Edxy}| \quad (5.8a)$$

$$m'_{dy} = m_{Edy} \pm |m_{Edxy}| \quad (5.8b)$$

Nel caso generale si utilizzano entrambe le sollecitazioni calcolate con le (5.7) e (5.8) e la verifica è eseguita a presso-tenso-flessione.

5.7.2 Verifica calcestruzzo

Per la verifica del calcestruzzo il software ricerca le direzioni principali di compressione superiore e inferiore. Per le 4 direzioni trovate si esegue la verifica a pressoflessione.

Per il solo fine di verifica del calcestruzzo, nella generica sezione con direzione ϕ , si considera presente l'armatura:

$$A_{s\phi} = A_{sx} \cos^2 \phi + A_{sy} \sin^2 \phi$$

utilizzando sostanzialmente il metodo della linea di rottura di Johansen [5-6].

Nel caso di lastre la verifica dei puntoni di calcestruzzo è effettuata con la formula:

$$n_{cd} = 2 |n_{Edxy}| < v'_{cd} \cdot h \quad (F.4 EC2-2005)$$

Nel caso generico, per la verifica dei puntoni di calcestruzzo, si utilizza il modello a sandwich descritto nell'allegato LL EC2-2, formule: (LL.137) – (LL.142)

5.7.3 Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-1-1, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni di taglio puntuali calcolate con il modello FEM elastico lineare anziché le distribuzioni calcolate ipotizzando un comportamento plastico della piastra. Dove non indicato esplicitamente la simbologia di questo paragrafo fa riferimento al §6.4 EC2-1-1.

Nel caso di verifica del calcestruzzo senza specifica armatura a taglio è utilizzata la seguente formula, che generalizza le formule (6.47) e (6.49) dell'EC2:

$$v_{Rd} = \max\{C_{Rd} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} \cdot \max\{2d/a; 1\} + k_d \sigma_{cp} \quad (5.9)$$

dove: a è la distanza dal pilastro, d è l'altezza utile della piastra.

Nel caso di specifica armatura a taglio la formula di verifica, ottenuta a partire dalla [(6.52) EC2-1-1], e dalla [(6.38) EC2-1-1] è:

$$\beta \cdot v_{Ed} / (u_1 \cdot d) \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) f_{ywd,ef} \sin \alpha A_{sw} / (u_1 \cdot d) \quad (5.10)$$

definendo:

u_s il perimetro posto a distanza $0,5d$ dal pilastro, ossia il primo perimetro di chiodi,

$\rho_w = A_{sw} / (u_s \cdot s_r)$ = rapporto geometrico di armatura a taglio perimetro u_s posto a distanza $0,5d$,

$v_s = \beta v_{Ed} / (u_s d)$ = tensione massima di taglio a distanza $0,5d$ dal pilastro [(6.38) EC2-2005],

la (5.10) diventa:

$$v_s \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \rho_w \sin \alpha f_{ywd,ef}$$

che è la formula di verifica usata.

[5-5]: P.Gambarova ed altri "Linee guida per la progettazione delle piastra in C.A.", 2007, Cap.3, pagg. 31-33 - Pàtron Editore

[5-6]: KW Johansen "Yield-line theory", London, Cement and Concrete Association, 1962

5.8 Verifiche plinti diretti

5.8.1 Verifica a flessione e taglio

Per ogni direzione il plinto è suddiviso in due mensole^[5-7]. Per il calcolo delle sollecitazioni in plinto si suppone posto su suolo di Winkler non resistente a trazione.

Per ogni mensola si considera una sezione di verifica con dimensioni $B \times H$, con armatura inferiore A_s ed armatura superiore A_{s1} dove:

B è la profondità del plinto (dimensione del plinto perpendicolare alla direzione della mensola).

H è l'altezza del plinto

A_s [A_{s1}] è l'armatura inferiore [superiore] presente nel plinto e disposta lungo la direzione delle mensola.

Per la verifica del calcestruzzo, a vantaggio di sicurezza si utilizza $B' = \min\{B; \text{semiperimetro del pilastro}\}$

Per la verifica a flessione si fa riferimento alla sezione posta in asse con il pilastro. Per la verifica a taglio si fa riferimento ad una sezione posta a distanza d dal bordo del pilastro^[5-7], con d è l'altezza utile del plinto.

Per i plinti tozzi si esegue la verifica dell'armatura inferiore anche con il modello Puntone-Tirante^[5-8]. Tale verifica è effettuata se l'angolo del puntone è maggiore di 45° .

Nella generazione degli esecutivi circa la metà dell'armatura è posta ad una distanza dal pilastro minore di $d/2$.

5.8.2 Verifica punzonamento

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-1-1. Le verifiche a punzonamento sono effettuate lungo i perimetri di verifica che distano dal pilastro: 0, $d/2$, d , $3d/2$, $2d$, dove d è l'altezza utile del plinto.

Per il calcolo della forza del terreno ΔV_{ED} interna alla superficie di verifica si utilizza l'ipotesi di base ridotta o superficie utile del plinto^[5-9].

Per il calcolo di β si utilizza la formula approssimata (6.43 EC2-1-1)

Tra le verifiche a punzonamento è presente la verifica (6.53 EC2-1-1) che è sostanzialmente la verifica dei puntoni di calcestruzzo con $\theta=45^\circ$ ^[5-10].

[5-7]: Lancellotta – Calavera. "Fondazioni", 1999, §8.3, pag.404 – McGraw-Hill

[5-8]: Angotti, Giuglia, Marro, Orlando, "Progetto delle strutture in calcestruzzo armato", 2011, §10.12.3, pag.612 – Hoepli

[5-9]: Favre, Jaccoud, Koprna, Radojicic "Progettare in calcestruzzo armato. Piastre, muri, pilastri e fondazioni", 1995, §7.2.3, pag.359 – Hoepli

[5-10]: Gherzi "Il cemento armato", 2010, §14.3, pag.441– Dario Flaccovio Editore

6 COMBINAZIONI DI CARICO E RISULTATI DI CALCOLO

Il carico dei serbatoi viene schematizzato come un carico distribuito a m2 di 100 kN/ m2, condizione più gravosa dal punto di vista geotecnico. Sulle pareti viene inserita la spinta triangolare dell'eventuale fuoriuscita di liquido con un valore al piede pari a 21.6 kN/m2. Viene valutata anche la condizione di scarico concentrato dei piedi del serbatoio, effettuando la verifica a punzonamento ipotizzando una superficie di appoggio di 50 x 50 cm

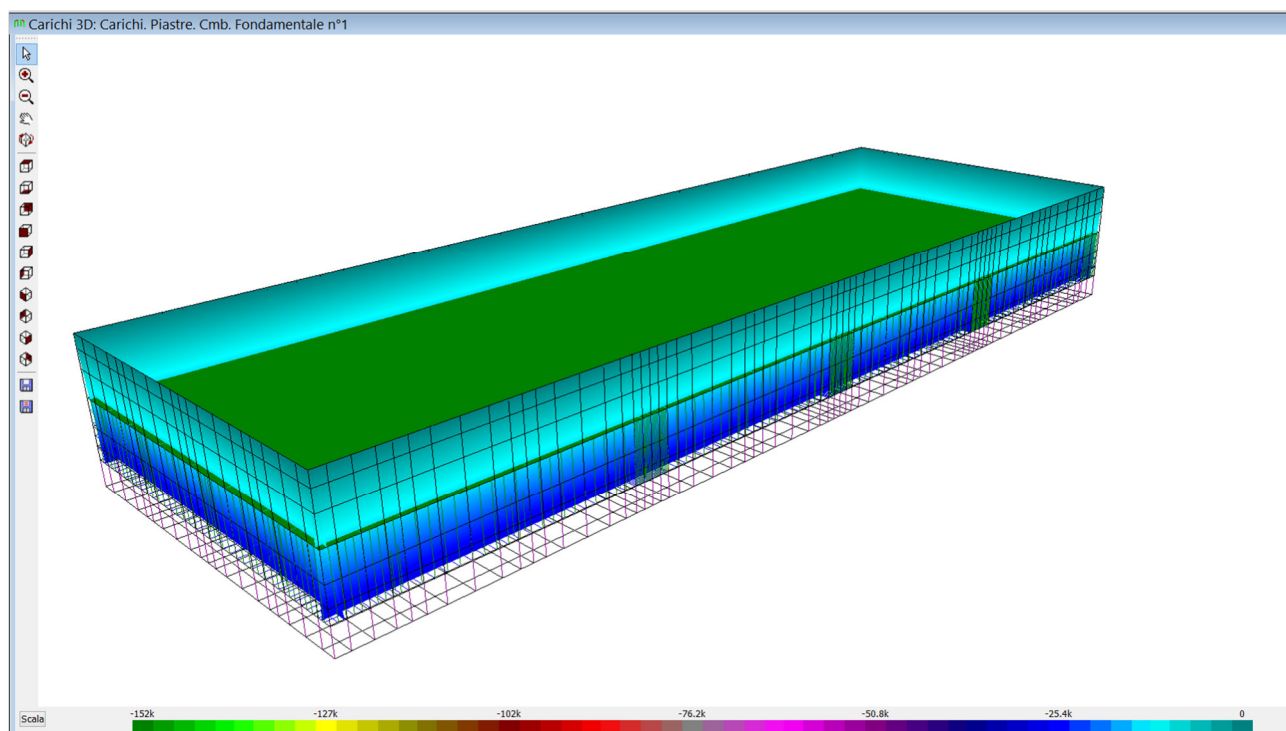


Figura 1: Combinazione di carico fondamentale SLU

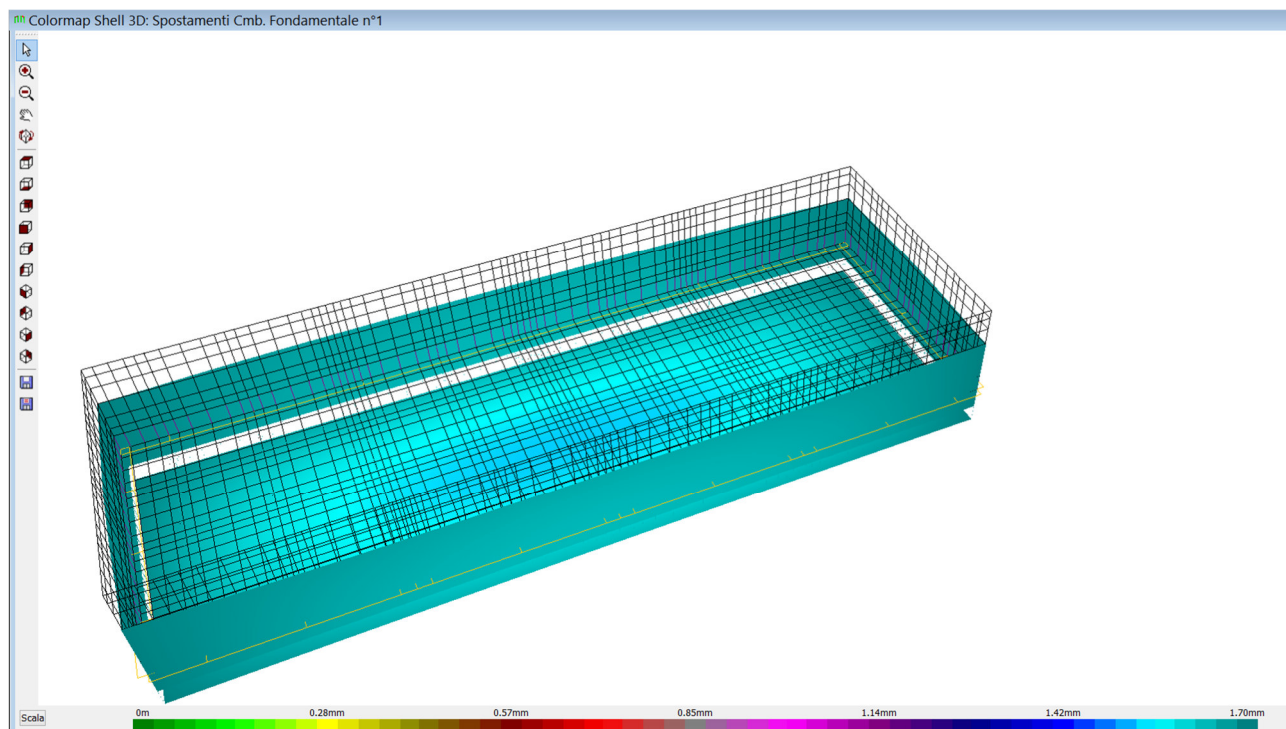


Figura 2: Spostamenti SLU

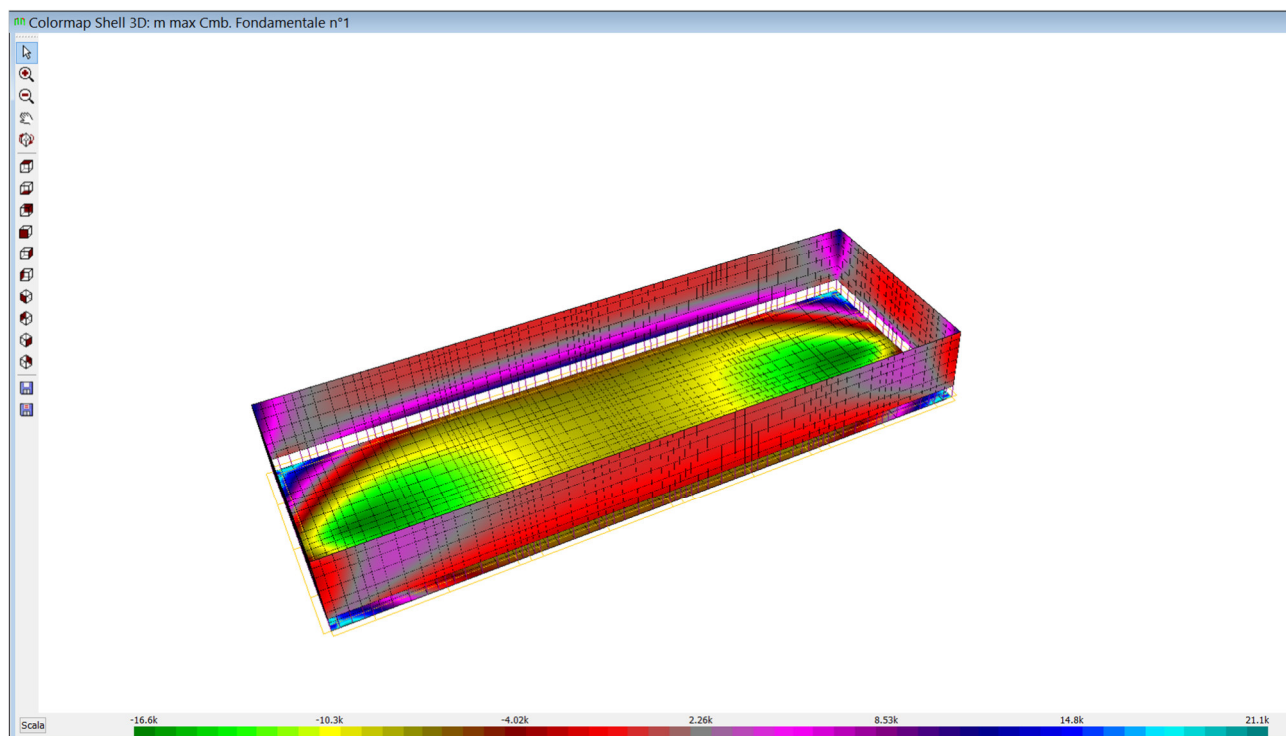


Figura 3: Sollecitazioni massime SLU

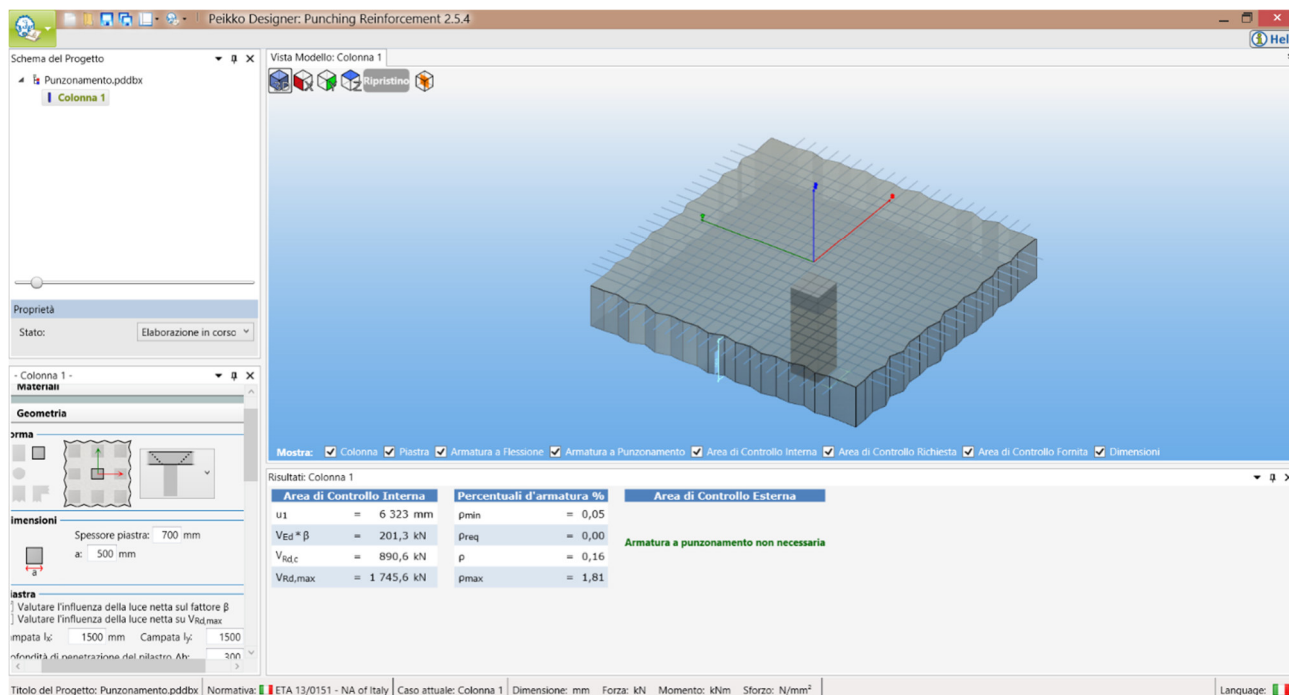


Figura 4: Verifica a punzonamento scarichi concentrati ai piedi del serbatoio

Tutte le combinazioni di carico adottate per le verifiche ed i relativi coefficienti sono indicate nei tabulati prodotti dal software.

La pressione del terreno di fondazione è calcolata con i coefficienti parziali A1 (§6.2.4.1.1 NTC18).

Alle combinazioni di carico espressamente indicate nei tabulati sono aggiunte, dove previsto, le sollecitazioni dovute alle gerarchie di resistenza secondo il § 7.3 NTC18.

Vista l'altezza del silo di progetto si è eseguita, inoltre, una verifica a ribaltamento del sistema platea-silos sotto l'azione sismica, valutata in entrambe le direzioni (lato corto e lato lungo della platea di progetto).

Gli sforzi agenti sul sistema, calcolati rispetto allo spigolo basso della platea, generano quindi momenti del tipo ribaltante e stabilizzante.

I momenti stabilizzanti sono dati dal peso proprio della platea, dal peso complessivo dei silos (peso proprio + liquido stoccato [ipotizzato pieno per avere il braccio maggiore calcolato dal baricentro]) e dalle pareti di contenimento; il momento instabilizzante è dato dalla forza sismica agente nel baricentro dei silos (pieno).

Data la bassa sismicità della zona d'intervento, applicati i coefficienti di riduzione ed amplificazione degli sforzi agenti secondo le NTC18, non risultano criticità dal punto di vista del ribaltamento.

Per una modellazione più dettagliata dei collegamenti silos-platea si rimanda alle successive fasi progettuali, modellando le zone critiche con l'indicazione degli sforzi agenti nei punti di collegamento secondo i valori forniti dal costruttore dei silos riferito al modello individuato per l'installazione.

7 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche delle sezioni si è utilizzato il software versione 7.5.61 (64 bit), registrato presso la SIAE il 25/09/2012 col n° 008544. Il software è orientato all'analisi di strutture multipiano in calcestruzzo armato, acciaio, legno e muratura. L'individuazione dei nodi nello spazio avviene con il sistema *fili-piani*. I fili o montanti sono individuati dalle coordinate (x,y) e indicano le rette verticali lungo le quali vengono disposti i pilastri. I piani sono individuati dalla loro quota z e specificano gli orizzontamenti in cui sono disposte le travi.

8 AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE

Il sito internet di distribuzione del software www.ingegnerianet.it contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.