



PROVINCIA DI CHIETI  
SETTORE "6" - Viabilità

**SISTEMAZIONE PIANI VIABILI MEDIO SANGRO**  
Da Villa Santa Maria per Agnone  
Tratto Rosello - Guado di Liscia

PROGETTO ESECUTIVO

*Intervento Km 0 + 661*  
*RELAZIONE GENERALE*

*Elaborato*

**S.1**

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Paola CAMPITELLI* \_\_\_\_\_

*Ing. Pasqualino SCAZZARIELLO* \_\_\_\_\_

*Geom. Piero COCCIA* \_\_\_\_\_

IL CONSULENTE DELLE STRUTTURE:

*Ing. Antonello DESIDERI* \_\_\_\_\_

*Scala:*

**VARIE**

*Data:*

*Il Dirigente del Settore "6" e R.U.P.*  
*Ing. Carlo CRISTINI*

\_\_\_\_\_

## INDICE

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3. MATERIALI.....	5
3.1 Calcestruzzo cordoli in c.a. ....	5
3.2 Acciaio per armature lente .....	5
3.3 Acciaio da carpenteria per micropali.....	6
4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO E MODELLO GEOTECNICO DEI MICROPALI.....	6
4.1 Resistenza dei micropali .....	6
4.2 Azioni orizzontali .....	7
5. ANALISI DEI CARICHI.....	7
5.1 Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ ).....	7
5.2 Carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ ) .....	7
5.3 Carichi variabili da traffico ( $Q_{ak}$ ).....	8
5.4 Urto di veicolo in svio su sicurvvia ( $q_8$ ) .....	8
5.5 Azione sismica (EQK) .....	8
5.6 Combinazione dei carichi .....	8
6. GIUDIZIO MOTIVATO SULL'AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO E SUI RISULTATI.....	10

## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il progetto prevede la realizzazione di un cordolo in c.a. fondato su micropali necessario all'ancoraggio delle barriera di sicurezza H2 bordo ponte ed all'allargamento della sede stradale, in corrispondenza del ponticello posto al Km 0+661 della SP 180 Rosello-Guado di Liscia, nel territorio del comune di Rosello (CH). L'area di intervento è la porzione di sede stradale avente sviluppo di circa 32 metri in corrispondenza del ponte esistente (cfr. fig. 1). Le coordinate geografiche del sito sono riportate nel seguente prospetto:

X (Long. E) [°]	Y (Lat. Nord) [°]	Elevazione media [m slm]
14° 20' 41" (14.34472°)	41° 53' 48" (41.89667°)	956

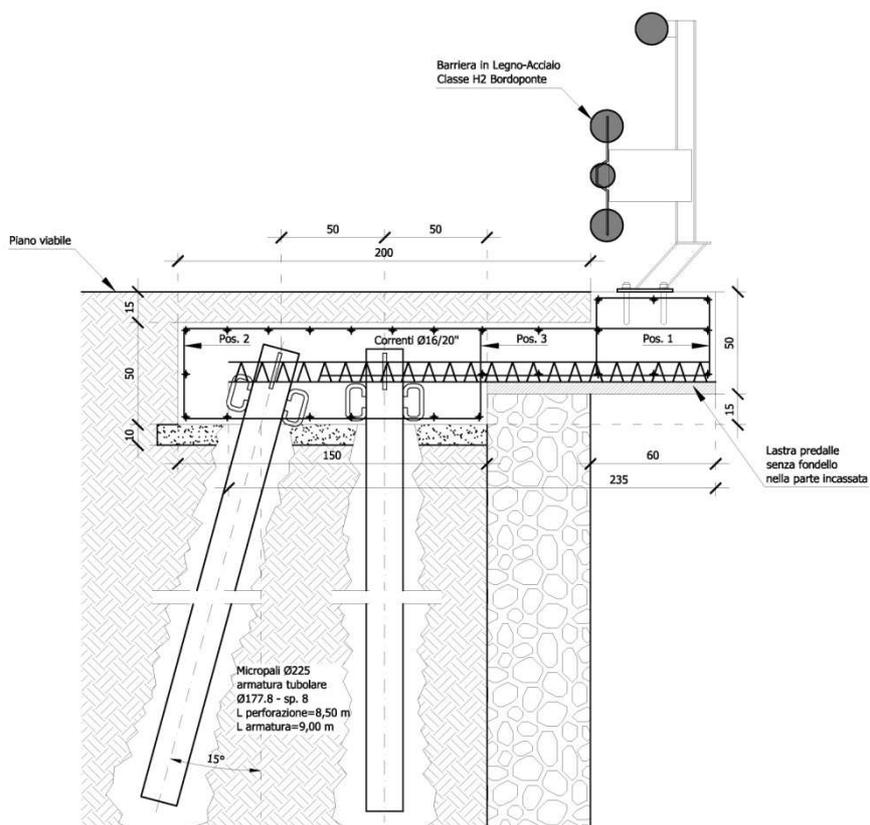


Fig. 1 – Sezione tipo intervento

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione viene redatta in conformità alle seguenti norme e disposizioni legislative:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 04/02/2008 - Suppl. Ordinario n.30)
- CSLLPP - Circolare 2 febbraio 2009, n.617 - Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 27 del 26/02/2009 – Suppl. Ordinario n. 27)
- UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo: Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1997-1 EuroCodice 7 - Progettazione geotecnica: Parte 1 – Regole generali
- UNI EN 1998-5 EuroCodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: Parte 1 – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Per l'esecuzione dei micropali si dovrà osservare la seguente norma:

- UNI EN 14199/2005 – Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Micropali

Le norme NTC 2008, precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali. Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura. La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto con il Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.. In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (**SLE**) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e

coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.

- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
- Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

### 3. MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo cordoli in c.a.

E' previsto l'utilizzo di calcestruzzi conformi ai requisiti della Norma UNI EN 206-1 e UNI 11104 aventi le seguenti caratteristiche: Classe di resistenza C32/40, Classe di esposizione XC2, Classe di consistenza S3, dimensione massima nominale degli inerti:  $D_{max} = 32$  mm.

I parametri minimi di resistenza e deformabilità risultano:

$f_{ck}$	$f_{ck,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0.05}$	$E_{cm}$
32 MPa	40 MPa	3.02 MPa	2.11 MPa	33.35 GPa

Il copriferro adottato è di 40 mm ed è conforme a quanto previsto nel capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare n.617/09. I valori limite di apertura delle fessure sono  $w_k \leq 0.40$  mm per le azioni frequenti mentre per le quasi permanenti  $w_k \leq 0.3$  mm.

#### 3.2 Acciaio per armature lente

Le armature lente sono in acciaio di grado B450C conforme alle indicazioni di cui alla Norma UNI EN 10080 con le seguenti caratteristiche minime di resistenza e deformabilità:

$f_{t,k}$	$F_{y,nom}$	$A_{gt}$	$E_s$
540 MPa	450 MPa	7.5 %	200 GPa

N.B.: Le forniture di barre per c.a. dovranno rispettare le caratteristiche, i requisiti ed i frattili riportati nella tab. 11.3.lb del DM 14/01/08

### 3.3 Acciaio da carpenteria per micropali

E' previsto l'utilizzo di acciai da carpenteria in tubi per l'armatura di grado S 355 JR conforme alle indicazioni contenute nelle Norme UNI EN 10210-1 e UNI EN 10025. I parametri minimi di resistenza e deformabilità sono ( $t < 40$  mm):

$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\nu$	$\alpha$
355 MPa	510 MPa	210 GPa	0.3	$12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

## 4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO E MODELLO GEOTECNICO ADOTTATO

Dalle indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento a cura del Dott. Geol. Nicola D'Orazio e dal relativo studio geologico risulta che la stratigrafia dell'area di intervento è formata da una coltre vegetale a ricoprimento di materiale di riporto ed in successione da un banco di marne e calcari marnosi alternate ad argille marnose e calcareniti. Il riporto superficiale ha spessore di 2.00 m – 2.50 m. I micropali formanti la fondazione del cordolo si considerano conseguentemente a sbalzo per i primi 2 metri nei quali attraversano la coltre vegetale ed i riporti e sono quindi vincolati alla sola base marnosa. Le unità individuate hanno le seguenti caratteristiche di resistenza minime.

Unità	Litotipo	da (m)	a (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)
1	Fill (riporto)	0.00	2.50	18	30
2	Marne..	2.50	--	20	120

### 4.1 Resistenza dei micropali

Nella valutazione della resistenza laterale dei micropali, installati con iniezione continua e ripetuta, il parametro dominante risulta la pressione di iniezione [ Lancellotta e Calavera, (1999) Fondazioni, McGraw-Hill, MI, I ]. La pressione di iniezione viene correlata, in terreni coesivi, alla coesione non drenata, dall'espressione  $p_{in} \approx 10 c_u$ .

La verifica di resistenza viene definita cautelativamente dal soddisfacimento dell'espressione, limitando i pali al campo elastico:

$$N / N_{yd} + M / M_{yd} \leq 1$$

## 4.2 Azioni orizzontali

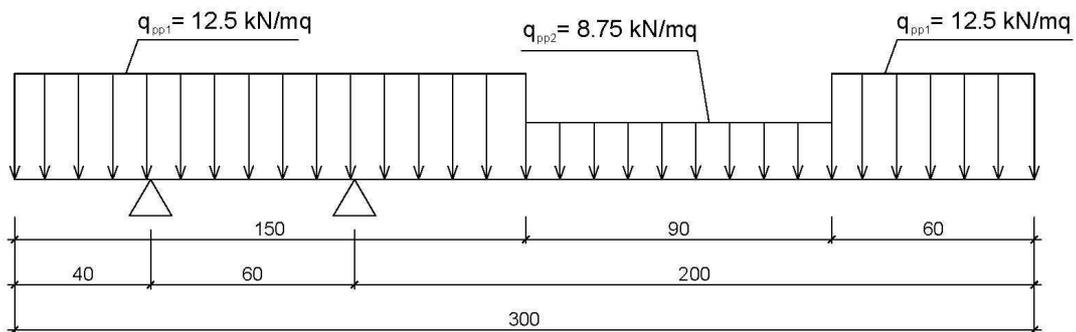
Per la valutazione delle azioni orizzontali si considera un modello di terreno a comportamento liquido con caratteristiche costanti con la profondità in cui la pressione risulta correlata linearmente allo spostamento mediante l'espressione  $p = k_s w$ , essendo  $p$  la pressione agente sul terreno,  $k_s$  il modulo del terreno e  $w$  lo spostamento della fondazione.

Il carico orizzontale, per tenere conto dell'interazione alle azioni orizzontali, si considera ripartito per il 66.67% sul palo anteriore e per il 33.33% sul palo posteriore. Agli spostamenti ottenuti occorre sommare lo spostamento elastico del tratto a sbalzo di altezza  $h = 2.0$  m dato dalla combinazione dello spostamento elastico  $u_m$  e dal contributo della rotazione:  $u_{tot} = u + u_m + h \theta$

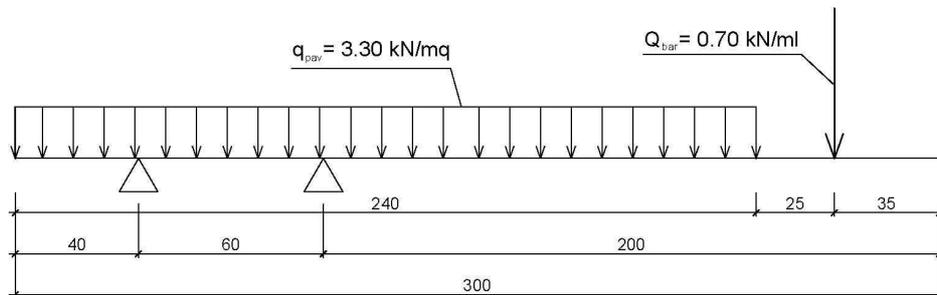
## 5. ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti derivano essenzialmente dal peso proprio del cordolo, dal peso della pavimentazione stradale, dal peso della barriera di sicurezza, dai carichi mobili e dall'urto contro le barriere di sicurezza.

### 5.1 Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ )

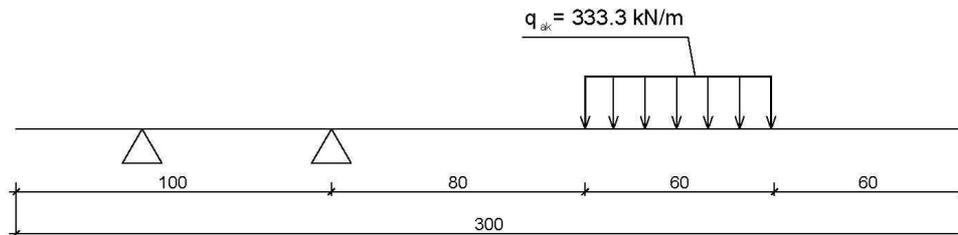


### 5.2 Carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ )



### 5.3 Carichi variabili da traffico ( $Q_{ak}$ )

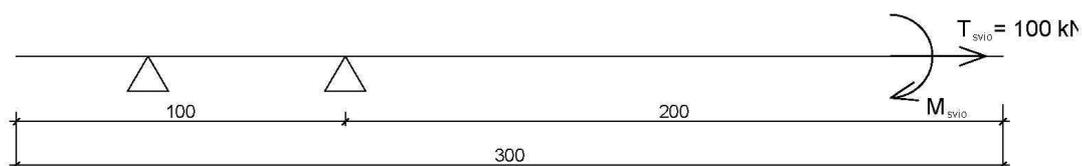
I carichi da traffico sono quelli previsti per il calcolo delle strutture secondarie d'impalcato (cfr §5.1.3.3.6 NTC08). Nel caso specifico si assume il carico associato ad un'unica impronta (dim. 60x35 cm) dello Schema di carico 2 (cfr fig. 5.1.2 NTC 08) sulla quale grava un'azione di 200 kN e che verrà disposta in adiacenza della barriera di sicurezza in modo da determinare le massime sollecitazioni sulle strutture.



Al fine del dimensionamento delle strutture si considera una diffusione del carico da traffico locale attraverso la pavimentazione e lo spessore del cordolo che avviene secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino al piano medio dello stesso. Tenendo conto dell'effetto lastra si considerano, nelle verifiche degli elementi, le sollecitazioni agenti sul cordolo avente larghezza determinata a partire dal punto medio del carico e considerando una diffusione sempre a  $45^\circ$  fino alla sezione in esame.

### 5.4 Urto di veicolo in svio su sicurvia ( $q_8$ )

Il dimensionamento del cordolo in c.a. e dei micropali dovrà prevedere anche una combinazione di carico eccezionale in cui sia contemplata l'azione eccezionale determinata dall'urto contro i sicurvia di un veicolo in svio secondo quanto previsto al § 5.1.3.10 delle NTC08



### 5.5 Azione sismica (EQK)

Per la struttura è prevista una vita nominale di 50 anni (tipo di costruzione 2) ed un coefficiente d'uso di 1.0 (classe d'uso II) per cui il periodo di riferimento risulta di 50 anni.

### 5.6 Combinazione dei carichi

Le combinazioni dei carichi sono quelle trattate nel § 2.5.3 delle NTC08 considerando il Gruppo di azioni 1 associato allo Schema di carico 2 (cfr Tab. 5.1.IV NTC08). I coefficienti parziali di sicurezza da adottare per le combinazioni SLU sono quelli riportati nella Tabella 5.2.V delle NTC08. I coefficienti di

partecipazione per le arie combinazioni sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC08. Si adottano i coefficienti A1 STR per le verifiche strutturali (calcolo sezione c.a. cordolo e dimensionamento armatura metallica micropali) ed i coefficienti A2 GEO per le verifiche geotecniche (portanza micropali).

Per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni su micropali (SLU GEO) si utilizzerà l'approccio 1 (cfr § 4.1):

Combinazione 1: set A1+M1+R1 (rif. §6.4.3.1 NTC08);

Combinazione 2: set A2+M1+R2 (rif. §6.4.3.1 NTC08).

In particolare le combinazioni delle azioni esaminate sono le seguenti:

$$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}+\gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}+\dots\dots$$

dove  $G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali,  $\gamma_{G1}/\gamma_{G2}/\gamma_{Qi}$  sono i coefficienti parziali di sicurezza (rif. Tab. 2.6.I NTC08),  $Q_{k1}$  è l'azione variabile dominante e  $\psi_{0i}$  è il coefficiente di combinazione (rif. Tab. 2.5.I NTC08).

Le verifiche agli SLE della sezione in c.a. del cordolo (stato limite di fessurazione e massime tensioni in esercizio) verranno svolte considerando le combinazioni di carico non fattorizzate previste al punto 2.5.3 delle NTC2008:

Combinazione caratteristica (rara):  $G_1+G_2+Q_{k1}+\psi_{02}Q_{k2}+\psi_{03}Q_{k3}+\dots\dots$

Combinazione frequente:  $G_1+G_2+\psi_{11}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots\dots$

Combinazione quasi permanente:  $G_1+G_2+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots\dots$

dove  $G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali,  $Q_{k1}$  è l'azione variabile dominante e  $\psi_{0i}/\psi_{1i}/\psi_{2i}$  sono i coefficienti di combinazione.

Ai sensi del § 5.1.3.10 delle NTC08 il progetto del cordolo e dei micropali deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale la forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal secondo schema di carico, posizionato in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più sfavorevole. Pertanto, oltre alle verifiche agli SLU e agli SLE, si considererà una combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione eccezionale di progetto  $A_d$ , data da:

$$G_1+G_2+ A_d+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\psi_{23}Q_{k3}+\dots\dots$$

nel quale l'azione eccezionale  $A_d$  è generata dall'urto del veicolo in svio (q8) contro la barriera di sicurezza.

## 6. GIUDIZIO MOTIVATO SULL’AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO E SUI RISULTATI

Le sollecitazioni agenti sui micropali e sul cordolo sono state dedotte con l’ausilio del programma agli elementi finiti utilizzando elementi tipo trave (“beam”). Il software di calcolo utilizzato per la modellazione agli elementi finiti è il programma *Straus7 Release 2.3.7*, sviluppato dalla società

G+D Computing

Suite 1, Level 7, 541 Kent St. - Sydney NSW 2000 Australia

E-mail [strand7@gd.com.au](mailto:strand7@gd.com.au)

con distribuzione e supporto tecnico locale della società

HSH Srl

Via N. Tommaseo, 13 - 35131 Padova Italy

E-mail [hsh@iperv.it](mailto:hsh@iperv.it)

Tale programma consente di leggere tutti i dati relativi allo stato di sollecitazione dei vari elementi componenti la struttura (*plates*) e che vengono forniti in allegato per mezzo di tabulati. Il programma *Straus7* è largamente diffuso nell’ambito della progettazione strutturale, utilizzato e validato da vari enti italiani quali RFI ed Italferr.

Di seguito si riportano i riferimenti di validazione del software *Straus7* tratti dal sito della HSH ([www.HSH.info](http://www.HSH.info)) nel quale è possibile reperire ulteriori esempi di calcolo e la documentazione tecnica software “*Verification manual*” conforme alle prescrizioni del Testo Unico che contiene 144 test di validazione.

## RIFERIMENTI DI VALIDAZIONE SOFTWARE STRAUSS7

### SOLUTORE LINEAR STATIC

#### References

1. G. A. O. Davis, R. T. Fenner and R. W. Lewis (editors), *Background to Benchmarks*, NAFEMS, Glasgow, UK, 1993.
2. NAFEMS, *Proposed NAFEMS Linear Benchmarks (LBM Rev 2)*, Glasgow, 1986.
3. D. Hitchings, *Linear Static Benchmarks (LSB2)*, NAFEMS, Glasgow, UK, 1987.
4. R. H. MacNeal and R. L. Harder, A proposed standard set of problems to test finite element accuracy, *Finite Elements in Analysis and Design*, **1**, 3-20, 1985.
5. W. A. Nash, *Theory and Problems of Strength of Material* (2<sup>nd</sup> edition), McGraw-Hill, New York, 1977.
6. A. S. Hall, *An Introduction to the Mechanics of Solid*, Wiley, 1984.
7. H. C. Chen, A simple quadrilateral shear panel element, *Communications in Applied Numerical Methods*, **8**, 1-7, 1992.
8. S.P. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger, *Theory of Plates and Shells* (2<sup>nd</sup> edition), McGraw-Hill, N.Y. 1970.
9. F. P. Beer and E. R. Johnston, Jr, *Mechanics for Engineers, Statics* (4<sup>th</sup> edition), McGraw-Hill, N.Y. 1987.
10. *ANSYS Verification Manual*, Swanson Analysis Systems, Inc. 1993.
11. E. Hinton and D. R. J. Owen, *Finite Element Software for Plates and Shells*, Pineridge Press, Swansea, U.K. 1984.

### SOLUTORE LINEAR BUCKLING

#### References

1. S. P. Timoshenko and J. M. Gere, *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, N.Y., 1961.
2. G. Steven and H. Ma, Studies on buckling analysis of thin-walled structures, *Proceedings of International Conference on Computational Methods in Engineering*, 11-13 November 1992, Singapore.
3. R. J. Roark and W. C. Young, *Formulas for Stress and Strain* (4<sup>th</sup> edition), McGraw-Hill, 1976.
4. G. B. Chai and K. H. Hoon, Buckling of generally laminated composite plates, *Composite Science and Technology*, **45** (1992), 125-133.

## SOLUTORE NON-LINEAR STATIC

### References

1. NAFEMS, *Non-Linear Benchmarks* (Report No. NNB), Glasgow, UK, 1989.
2. A. A. Becker, *Background to Finite Element Analysis of Geometrical Non-linearity Benchmarks*, NAFEMS, Glasgow, UK.
3. K. Mattiasson, Numerical results from large deflection beam and frame problems analysed by means of elliptic integrals, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, pp145-152, 1980.
4. A. A. Becker, *Background to Material Non-Linear Benchmarks* (Report R0049), NAFEMS, Glasgow, UK.
5. D. Linkens, *Selected Benchmarks for Material Non-Linearity*, NAFEMS, Glasgow, U.K., 1993.
6. E. Hinton and M. H. Ezatt, *Fundamental Tests for Two and Three Dimensional Small Strain, Elastoplastic Finite Element Analysis*, NAFEMS, Glasgow, U.K. April 1987.
7. NAFEMS, *Nonlinear Benchmarks*, Glasgow, U.K., 1989.
8. S. L. Chan, Large deflection kinematic formulations for three-dimensional framed structures, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **95** 17-36, (1992).
9. *ANSYS Verification Manual*, Swanson Analysis Systems, Inc. 1993.
10. *MSC/NASTRAN Demonstration Problem Manual*, The MacNeal-Schwendler Corporation, L.A., June 1983.
11. *MSC NASTRAN Handbook for Non-Linear Analysis*, The MacNeal-Schwendler Corporation, L.A., August 1991.
12. K. S. Surana, Geometrically nonlinear formulation for the curved shell elements, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **19**, 581-615 (1983).
13. C. S. Gray et al. *Steel Designers' Manual* (2<sup>nd</sup> edition), Crosby Lockwood and Son Ltd, London, 1962.
14. *LUSAS Examples Manual*, FEA Ltd., September 1987.
15. *FLAC Verification Problems*, Itasca Consulting Group Inc., 1999.
16. K.-J. Bathe, E. L. Wilson and R. H. Iding, *NONSAP – A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Nonlinear Structures*, Report No. SESM 74-3, Department of Civil Engineering, University of California, Berkely, January 1974.
17. J. T. Oden and T. Sato, Finite strains and displacements of elastic membranes by the finite element

## SOLUTORE NATURAL FREQUENCY

### References

1. F. Abbassian, D.J. Dawswell and N.C. Knowles, *Selected Benchmarks for Natural Frequency Analysis*, NAFEMS Report SBNFA, Glasgow, November, 1987.
2. C. H. Edwards, Jr and D. E. Penney, *Elementary Differential Equations with Boundary Value Problems* (3<sup>rd</sup> edition), Prentice-Hall, N.J. 1993.
3. W. W. Seto, *Theory and Problems of Mechanical Vibrations*, McGraw-Hill, N.Y., 1964.
4. *ANSYS Verification Manual*, Swanson Analysis Systems, Inc. 1993.
5. R. W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of Structures* (2<sup>nd</sup> edition), McGraw-Hill, 1993.

## SOLUTORE HARMONIC RESPONSE

### References

1. J. Maguire, D. J. Dawswell and L. Gould, *Selected Benchmarks for Forced Vibration*, NAFEMS (R0016), Glasgow, U.K.1990.
2. *ANSYS Verification Manual*, Swanson Analysis Systems, Inc. 1993.
3. G. B. Warburton, *The Dynamical Behaviour of Structures* (2<sup>nd</sup> edition), Pergamon, Oxford, 1976.

## SOLUTORE SPECTRAL RESPONSE

### References

1. J. M. Biggs, *Introduction to Structural Dynamics*, McGraw Hill, 1964.
2. A. H. Barbat and J. M. Canet, *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge Press, Swansea, UK 1989.
3. R. W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of Structures* (2<sup>nd</sup> edition), McGraw-Hill, 1993.
4. W. T. Thomson, *Theory of Vibration with Applications* (4<sup>th</sup> edition), Chapman & Hall, London, 1993.

## SOLUTORE LINEAR TRANSIENT

### References

1. J. Maguire, D. J. Dawswell and L. Gould, *Selected Benchmarks for Forced Vibration*, NAFEMS (R0016), Glasgow, U.K.1990.
2. *ANSYS Verification Manual*, Swanson Analysis Systems, Inc. 1993.
3. G. B. Warburton, *The Dynamical Behaviour of Structures* (2<sup>nd</sup> edition), Pergamon, Oxford, 1976.

## SOLUTORE NON-LINEAR TRANSIENT

### References

1. *MSC NASTRAN Handbook for Non-Linear Analysis*, The MacNeal-Schwendler Corporation, L.A., August 1991.
2. *ANSYS Verification Manual*, Swanson Analysis Systems, Inc. 1993.

## SOLUTORE STEADY STATE HEAT TRANSFER

### References

1. J. Barlow, G. A. O. Davis, *Selected FE Benchmarks in Structural and Thermal Analysis*, NAFEMS, Glasgow, UK, October 1987.
2. J. P. Holman, *Heat Transfer* (S.I. metric edition), McGraw-Hill, 1989
3. R. W. Lewis, 'First 3-D Heat Transfer Benchmarks Completed', *Benchmark*, July 1990, p 9-12.

## SOLUTORE TRANSIENT HEAT TRANSFER

### References

1. J. Barlow, G. A. O. Davis, *Selected FE Benchmarks in Structural and Thermal Analysis*, NAFEMS, Glasgow, UK, October 1987.
2. J. P. Holman, *Heat Transfer* (S.I. metric edition), McGraw-Hill, 1989
3. D. R. Pitts and L. E. Sissom, *Theory and Problems of Heat Transfer* (Schaum's Outline Series), McGraw-Hill, New York, 1977.

Chieti, maggio 2011

Il progettista strutturale  
Ing. Antonello Desideri

Il committente  
Ing. Antonello Desideri