

ANALISIS PENGARUH KONFIGURASI TULANGAN TERHADAP KEKUATAN DAN DAKTILITAS KOLOM BETON BERTULANG

I K. Sudarsana

Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Udayana, Denpasar
E-mail : ksudarsana@civil.unud.ac.id

Abstrak : Kolom merupakan komponen struktur yang sangat penting dalam menjamin suatu struktur tidak mengalami keruntuhan total (collapse). Dalam mendesain struktur tahan gempa, kolom harus memiliki kekuatan yang cukup dan daktilitas yang memadai untuk berperilaku daktail dalam menyerap dan memencarkan energi gempa. Kekuatan dan daktilitas kolom dipengaruhi oleh beberapa hal diantaranya pengaturan tulangan longitudinal dan transversal.

Untuk mengetahui pengaruh dari kedua parameter tersebut terhadap kekuatan dan daktilitas, maka dilakukan analisis terhadap 8 penampang yang dibagi kedalam 2 grup dengan masing-masing 4 jenis pengaturan tulangan. Analisis dilakukan baik tanpa maupun memperhitungkan efek pengekanan pada beton. Dalam analisis ini hubungan antara tegangan dan regangan untuk beton tidak terkekang mengikuti Model Hognestaad (1951) dan untuk beton terkekang mengikuti Model Razvi and Saatcioglu (1999). Sedangkan baja tulangan dianggap memiliki hubungan antara tegangan dan regangan yang bilinear. Dalam analisa daktilitas perpindahan, tinggi kolom diambil 3,5 meter dengan perilaku deformasi kelengkungan ganda.

Perbandingan hasil analisa menunjukkan bahwa untuk ρ_r (rasio tulangan longitudinal) tetap, penempatan tulangan longitudinal tersebar merata pada sisi penampang kolom tidak memberikan pengaruh yang *significant* terhadap kekuatan (M_n) dan daktilitas (μ_ϕ , μ_Δ) penampang baik dianalisa dengan kondisi penampang tanpa maupun dengan memperhitungkan pengaruh pengekanan.

Konfigurasi sengkang memberikan peningkatan kekuatan (M_n), daktilitas kurvatur (μ_ϕ) dan daktilitas perpindahan (μ_Δ) secara berturut-turut rata-rata sebesar 1,2 %, 2,3 % dan 1,83 %, jika dianalisa tidak memperhitungkan efek pengekanan. Namun, jika dianalisa dengan memperhitungkan efek pengekanan terjadi peningkatan rata-rata sebesar 1,2 %, 12 % dan 9,4 % berturut-turut untuk kekuatan (M_n), daktilitas kurvatur (μ_ϕ) dan daktilitas perpindahan (μ_Δ).

Secara umum, pengaruh pengekanan sengkang pada penampang kolom dapat meningkatkan kekuatan dan daktilitas kolom rata-rata sebesar 0,25 %, 158 % dan 98 % berturut-turut untuk kekuatan, daktilitas kurvatur dan daktilitas perpindahan.

Kata Kunci : Pengekanan, Kekuatan, Daktilitas, Kolom, Beton Bertulang.

ANALYSIS ON THE EFFECT OF BAR ARRANGEMENTS ON STRENGTH AND DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Abstract: Column is one of important structural elements to ensure that the structure will not suffer progressive collapse. In earthquake resistant design, column must have an adequate strength and ductility to provide ductile behavior to desipate earthquake forces on the structure. Strength and ductility of columns depend on many factors such as reinforcement arrangements. This analysis is done to investigate the effect of longitudinal dan transversal reinforcement arrangement on strength and ductility of reinforced concrete columns.

Two groups of 4 specimens each, total 8 column sections were analyzed both with and without considering concrete confinement. In this analysis, stress-strain concrete model for unconfined concrete follows Honestaad Model (1951) and for confined concrete model follows Razvi and Saatcioglu Model (1999). Stress-strain of reinforcement is assumed to be a bilinear relationship. In the analysis of displacement ductility, the column height was taken of 3.5 meter behaving double curvature.

Comparison of the results shows that for constant longitudinal reinforcement ratio (ρ_λ), arrangements of longitudinal bars distributed uniformly along the column sides has no significant effect on strength and ductility of the column section both for unconfined and confined section analysis.

Hoop configuration gives an increase in strength (M_n), curvature ductility (μ_ϕ) and displacement ductility (μ_Δ) on average about 1.2%, 2.3% and 1.83% if they are analyzed without considering confinement effects. However, the increase in those parameters is about 1.2%, 12%, 9.4% for strength (M_n), curvature ductility (μ_ϕ) and displacement ductility (μ_Δ) if considering the effects of confinement.

In general, the effect of hoop confinement on column section can increase in column strength and ductility on average of 0.25%, 158% and 98% respectively for strength, curvature and displacement ductilities.

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Struktur pada daerah dengan tingkat resiko gempa tinggi harus mengikuti konsep desain struktur tahan gempa. Menurut SNI 03-1726-2002, struktur tahan gempa tidak roboh pada saat terjadinya gempa kuat dan hanya mengalami kerusakan kecil pada saat terjadinya gempa sedang. Perilaku ini dapat tercapai bila komponen-komponen struktur memiliki kemampuan untuk menyerap dan memancarkan energy gempa melalui mekanisme terbentuknya sendi plastis. Oleh karena itu, komponen-komponen struktur harus memiliki daktilitas untuk mampu mempertahankan kapasitasnya/kuatannya setelah mengalami deformasi inelastik yang cukup besar sebelum mengalami keruntuhan.

Daktilitas ini erat hubungannya dengan sifat daktail dari material struktur yang dipergunakan. Beton bertulang merupakan komposit antara beton dengan baja tulangan dimana beton sendiri memiliki sifat yang getas. Untuk mendapatkan material beton bertulang yang cukup daktail, salah satu cara dengan memberikan pengekangan pada beton (*confinement*). Beberapa penelitian telah menunjukkan bahwa

pengekangan dapat meningkatkan daktilitas beton bertulang.

Standar-standar yang dipergunakan dalam mendesain struktur beton bertulang tidak mengikutkan secara eksplisit efek pengekangan kedalam persamaan yang dipergunakan, namun secara eksplisit diberikan pada pasal-pasal detailing tulangan. Pengaruh pengekangan ini sangat jelas terlihat pada komponen struktur pemikul gaya aksial yang cukup besar i.e kolom. Pengaturan tulangan longitudinal dan transversal dalam pendetailan tulangan kolom dapat mempengaruhi kekuatan dan daktilitas kolom tersebut. Mengingat peranan kolom sangat besar dalam mencegah keruntuhan total struktur, maka penelitian terhadap kekuatan dan daktilitas perlu dilakukan.

Manfaat Penelitian

Dalam konsep desain kapasitas, terjadinya sendi palstis pada ujung-ujung kolom tidak diijinkan sebelum seluruh ujung-ujung balok mengalami sendi plastis. Hal ini untuk menghindari terjadinya keruntuhan total struktur akibat *soft story collapse*. Memahami kondisi ini, maka daktilitas dan kekuatan menjadi sangat penting untuk diteliti dalam kaitannya de-

ngan pendetailan tulangan kolom sehingga nantinya hasil penelitian ini dapat memberikan gambaran kepada perencana struktur dalam pemilihan dan pengaturan jumlah tulangan.

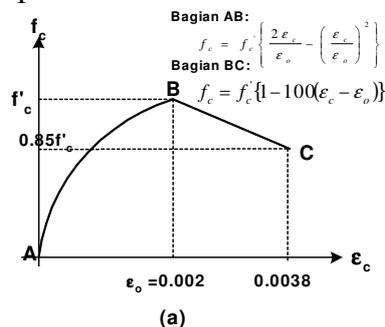
TEORI DAN PEMBAHASAN

Model Tegangan-Regangan (σ - ϵ) Beton Tak Terkekang

Diagram tegangan-regangan (σ - ϵ) beton biasanya diperoleh dari uji tekan uniaxial silinder beton. Namun untuk tujuan analisis, perlu suatu model matematis yang dapat menggambarkan hubungan antara tegangan (σ) dan regangan (ϵ) beton tersebut. Banyak model tegangan-regangan beton tanpa pengekanan yang diusulkan dalam literatur, diantaranya Model Hognestaad (1951), Model Todescini et.al. (1964), Model Popovic (1973) dan Model Torenfeldt et. al. (1987).

Dalam tulisan ini, diagram σ - ϵ untuk beton normal mengikuti Model Hognestaad (1951) karena model ini sudah dikenal dengan baik dan menunjukkan prediksi tegangan-regangan beton normal yang cukup akurat (Park & Pauly, 1975).

Diagram tegangan-regangan beton normal menurut Hognestaad seperti pada Gambar 1. Model Hognestaad ini terdiri atas dua bagian kurva yaitu *ascending branch* (AB) dan *descending branch* (BC) dengan persamaan tersendiri.



Gambar 1. Kurva tegangan-regangan beton menurut Hognestaad (1951)

Model Tegangan-Regangan (σ - ϵ) Beton Terkekang

Beton terkekang memiliki karakteristik diagram tegangan-regangan yang ber-

beda dengan beton tak terkekang. Beberapa penelitian telah dilakukan untuk memperoleh suatu model matematis yang menggambarkan hubungan antara tegangan dengan regangan beton terkekang, diantaranya diusulkan oleh Kent and Park (1982), Scott et. al. (1982), Sheikh and Uzumeri (1982), Mander et al. (1988), Saatcioglu and Razvi (1992) untuk beton normal; Manrique et al. (1979), Shah et al. (1983) untuk beton ringan; dan Yung et al. (1988), Martinez et al. (1984), Bing et al (1991), Razvi and Saatcioglu (1999) untuk beton mutu tinggi. Semua model matematis yang diusulkan ini memiliki kelebihan dan kekurangan mengingat model-model tersebut merupakan pendekatan empiris berdasarkan data eksperimen.

Pada tulisan ini, model pengekanan menurut Razvi dan Saatcioglu (1999) seperti yang terlihat pada Gambar 2 yang dipakai karena model ini mempunyai beberapa kelebihan, diantaranya dapat digunakan untuk menganalisa beton terkekang dengan berbagai bentuk dan ukuran, berlaku untuk semua mutu beton baik beton normal maupun beton mutu tinggi, memperhitungkan berbagai variasi nilai tegangan leleh baja serta distribusi tulangan longitudinal, memiliki karakteristik kurva yang menyerupai Hognestaad Model (1951) untuk beton normal. Disamping itu, perbandingan antara Model Razvi dan Saatcioglu (1999), Model Sheikh et al. (1982) dan Model Kent dan Park (1982) menunjukkan bahwa model Razvi dan Saatcioglu (1999) menghasilkan prediksi kuat tekan maksimum dan perilaku keruntuhan setelah tercapainya kuat tekan maksimum dari beton terkekang yang paling baik (Sudarsana, 2001b).

Model tegangan-regangan dari Razvi dan Saatcioglu (1999) ini dibagi menjadi tiga segmen yaitu :

- 1). Segmen O-A adalah kurva parabola dengan persamaan matematika :

$$f_c = \frac{f'_{cc} (\epsilon_c / \epsilon_1) r}{r - 1 + (\epsilon_c / \epsilon_1)^r} \tag{1}$$

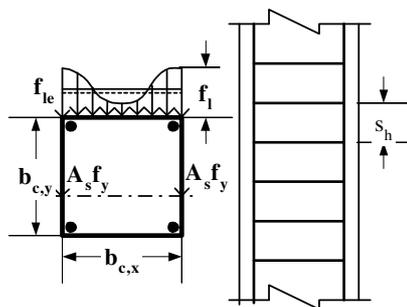
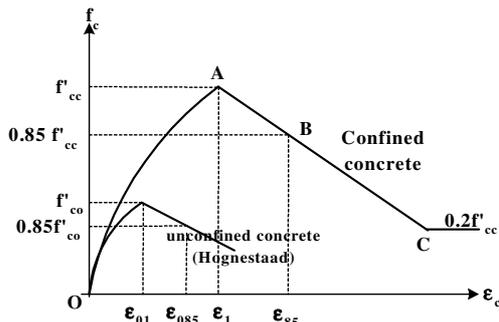
2). Segmen A-B merupakan garis miring yang dibatasi dengan regangan berseesuaian dengan tegangan sebesar 85% tegangan puncaknya (ϵ_{85}).

$$\epsilon_1 = \epsilon_{01}(1 + 5k_3k) \quad (2)$$

$$\epsilon_{85} = 260k_3\rho_c\epsilon_1[1 + 0,5k_2(k_4 - 1)] + \epsilon_{085} \dots\dots\dots(3)$$

3). Segmen B-C merupakan daerah dengan tegangan konstan.

$$f_c = 0,2 \quad (4)$$

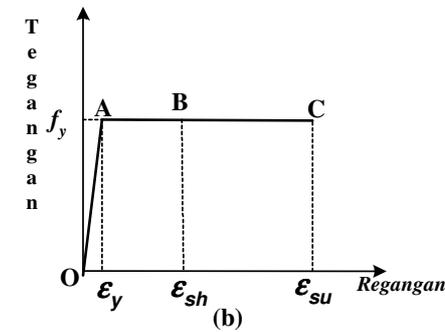
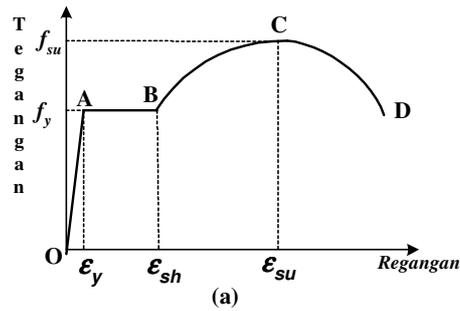


Gambar 2. Model tegangan-regangan untuk beton terkekang oleh Razvi dan Saatcioglu (1999)

Model Tegangan-Regangan (σ - ϵ) Baja Tulangan

Baja tulangan berfungsi untuk memikul tegangan tarik yang terjadi pada struktur beton bertulang. Ada dua jenis baja tulangan yang umum dipakai dalam konstruksi beton bertulang yaitu baja polos (plain bars) dan baja ulir (deformed bars).

Diagram tegangan dan regangan baja tulangan biasanya didapat dari hasil pengujian tarik baja seperti terlihat pada Gambar 4a. Karakteristik yang paling penting dari baja tulangan meliputi modulus elastisitas (young's modulus), E_s , Kuat leleh baja, f_y , Kuat batas baja, f_{su} , dimensi atau diameter dari baja tulangan.



Gambar 3. Diagram tegangan-regangan baja tulangan

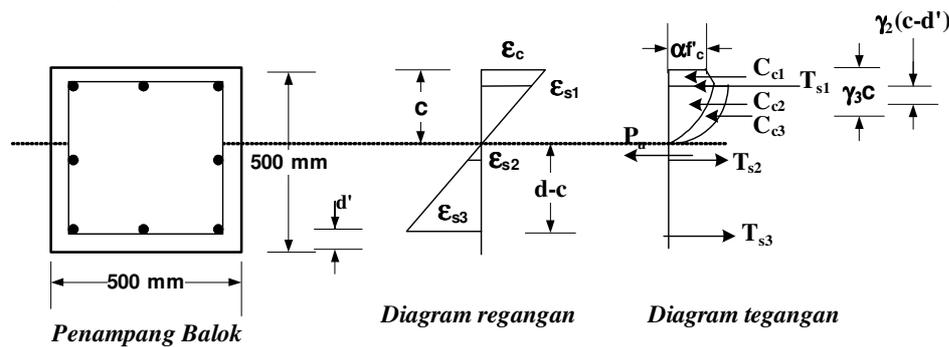
Dalam perencanaan dan analisis komponen struktur beton bertulang, hampir semua peraturan mengidealisasikan hubungan antara tegangan dan regangan baja tulangan sebagai hubungan bilinear, dengan modulus elastisitas (E_s) sebesar 200 GPa, seperti terlihat pada Gambar 3b. Pada tulisan ini idealisasi tersebut dipergunakan dalam analisis kekuatan dan daktilitas kolom.

Analisis Kekuatan, Daktilitas Kurvatur dan Perpindahan Kolom

Analisis penampang berguna untuk mengetahui kapasitas dan daktilitas kurvatur penampang kolom. Secara umum analisa penampang kolom dengan memperhitungkan pengaruh pengekangan dapat digambarkan seperti Gambar 5. Berdasarkan kesetimbangan statis gaya-gaya dalam, maka kapasitas kolom (P_n dan M_n) dihitung sebagai berikut:

$$P_n = C_{c1} - C_{c2} + C_{c3} + \sum_{i=1}^n P_{si} \quad (5)$$

$$M_n = C_{c1} \left(d - \frac{d'}{2} \right) + C_{c2} (d - \gamma_2 (c - d')) + C_{c3} (d - \gamma_3 c) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} (d - d_i) + P_n \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (6)$$



Gambar 4. Analisa penampang kolom dengan pengekanan

Dimana C_{c1} , C_{c2} dan C_{c3} berturut-turut adalah gaya tekan beton pada daerah dek-ing, inti yang tidak terkekang dan inti beton terkekang. Nilai faktor α dan γ untuk nilai ϵ_c tertentu dari kurva tegangan-regangan beton baik yang terkekang maupun tidak terkekang didapat berdasarkan persamaan berikut :

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_c} f_c d \epsilon_c}{f'_{co} \cdot \epsilon_c} \quad (7)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_c} \epsilon_c \cdot f_c d \epsilon_c}{\epsilon_c \cdot \int_0^{\epsilon_c} f_c d \epsilon_c} \quad (8)$$

Kemudian, kurvatur penampang pada kondisi regangan beton tertentu (ϵ_{χ}) dihitung setelah kesetimbangan pada Pers. 5 dipenuhi dan dinyatakan sebagai berikut:

$$\varphi = \frac{\epsilon_c}{c} \text{ atau } \frac{\epsilon_s}{d - c} \quad (9)$$

Sesuai dengan definisi daktilitas kurvatur penampang yaitu perbandingan antara kurvatur ultimate dengan kurvatur leleh, maka didapat dari:

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (10)$$

Dimana:

φ_v = kurvatur pada kondisi batas ($\epsilon_{\chi u} = \epsilon_{\chi v} = 0.003$ beton tak terkekang; $\epsilon_{\chi v} = 0.007$ untuk beton terkekang)

φ_ψ = kurvatur pada kondisi leleh pertama baja tulangan tarik ($\epsilon_{s3} = f_y/E_s$)

Daktilitas perpindahan dapat dihitung berdasarkan nilai kurvatur yang telah dihitung sebelumnya. Hubungan antara daktilitas kurvatur dengan daktilitas perpindahan didapat berdasarkan perilaku kolom kantilever dengan pembebanan horizontal pada ujungnya seperti pada Gambar 5. Perpindahan lateral pada ujung kantilever dihitung berdasarkan momen dari diagram kurvatur sepanjang kolom terhadap titik yang ditinjau (ujung kolom). Perpindahan lateral ujung kolom pada momen ultimit adalah :

$$\Delta_u = \left(\frac{\varphi_y l}{2} \frac{2l}{3} \right) + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (l - 0,5l_p) \quad (11)$$

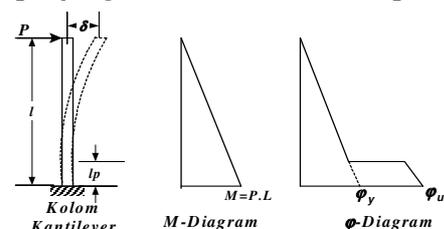
Sedangkan perpindahan lateral ujung kolom pada saat tulangan mengalami leleh pertama adalah :

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l}{2} \cdot \frac{2l}{3} \quad (12)$$

dimana :

l = panjang kolom

l_p = panjang ekuivalen dari sendi plastis



Gambar 5. Kolom kantilever dengan pembebanan lateral pada momen ultimit

Daktilitas perpindahan komponen struktur (kolom) kemudian dapat dinyatakan sebagai:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} \right) \frac{l_p (l - 0,5l_p)}{l^2/3} \quad (13)$$

Dalam Park dan Paulay (1975), Mattock mengusulkan panjang sendi plastis (l_p) dari perletakan dapat dihitung berdasarkan:

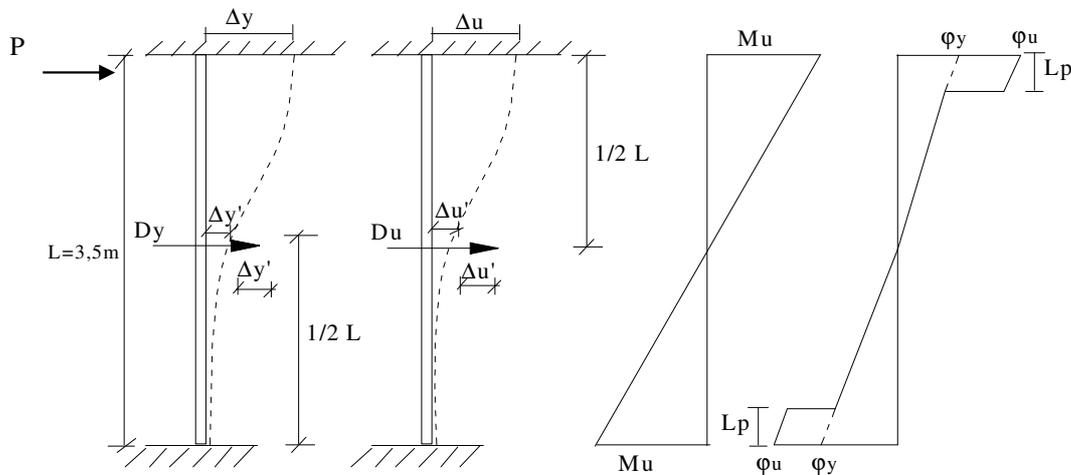
$$l_p = 0,5d + 0,05z \quad (14)$$

Dimana :

z = jarak dari beban sampai *point of contraflexure*

d = tinggi efektif dari serat terluar daerah tekan penampang melintang beton

Pada umumnya perilaku kolom pada struktur gedung dapat digambarkan seperti pada Gambar 6, dimana kolom pada ujung-ujungnya terjepit dengan mengijinkan perpindahan horisontal pada salah satu ujungnya.



Gambar 6. Kolom terjepit dengan pembebanan lateral pada momen ultimit

Metode Analisis

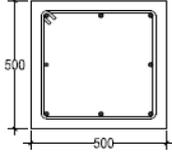
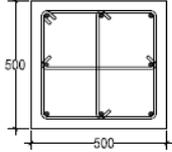
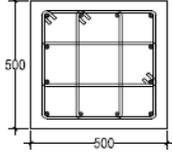
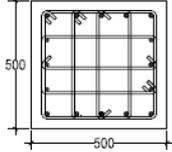
Penampang kolom dengan distribusi tulangan longitudinal dan transversal yang diatur sedemikian rupa sehingga luas total tulangan adalah sama untuk semua penampang dapat dilihat pada Tabel 1 dan 2. Dimensi penampang adalah 500 x 500 mm. Untuk mengetahui efek pengaturan tulangan longitudinal pada kolom, maka

ditinjau penampang $\rho_{\lambda} = 1.63\%$, dengan pengaturan 4, 8, 12 dan 16 buah tulangan, sedangkan untuk mengetahui efek pengaturan tulangan transversal pada kolom, ditinjau penampang kolom dengan $\rho_{\lambda} = 1.63\%$ dan $\rho_{\sigma} = 0.35\%$ dengan pengaturan 2, 3, 4 dan 5 kaki tulangan transversal pada setiap arah penampang.

Tabel 1. Variasi Pengaturan lokasi tulangan longitudinal pada penampang kolom

| | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Variasi pengaturan tul. longitudinal dimensi kolom 500 x 500 mm | | | | |
| Tipe Penampang | K11 | K12 | K13 | K14 |
| Tul. Longitudinal | 4 D 36 | 8 D 25.5 | 12 D 20.8 | 16 D 18 |
| Tul. Transversal | Ø10 - 100 | Ø10 - 100 | Ø10 - 100 | Ø10 - 100 |
| dc (clear cover) | 40 mm | 40 mm | 40 mm | 40 mm |

Tabel 2. Variasi Pengaturan konfigurasi sengkang pada penampang kolom

| | | | | | |
|--|---|---|--|---|-------------|
| Variasi pengaturan tul. transversal Dimensi kolom 500 x 500 mm |  |  |  |  | |
| | Tipe Penampang | K21 | K22 | K23 | K24 |
| | Tul. Longitudinal | 8 D 25.5 | 8 D 25.5 | 12 D 20.8 | 16 D 18 |
| | Tul. Transversal | Ø10 - 100 | Ø 8.2 - 100 | Ø 7.1 - 100 | Ø 6.3 - 100 |
| | dc (clear cover) | 40 mm | 40 mm | 40 mm | 40 mm |

Karakteristik material yang dipergunakan dalam analisis ini mengikuti ketentuan yang berlaku untuk struktur tahan gempa yaitu tulangan longitudinal menggunakan baja ulir dengan kuat leleh $f_{yl} = 400$ MPa dan tulangan transversal menggunakan baja polos dengan $f_{yv} = 240$ MPa. Beton memiliki kuat tekan karakteristik (f'_c) sebesar 30 MPa. Gaya aksial terfaktor yang bekerja pada semua penampang kolom dianggap sama sebesar $P_u = 20\%P_o$, dimana $P_o = 0,85f'_c(A_g - A_s) + A_s \cdot f_y$. atau P_u sebesar 1580kN.

Dalam analisis daktilitas perpindahan, panjang kolom dianggap 3.5 meter dan berperilaku seperti kolom portal dengan deformasi kelengkungan ganda seperti terlihat pada Gambar 6. Titik belok keleng-

kungan deformasi kolom diambil pada jarak $\frac{1}{2}$ tinggi kolom.

HASIL DAN PEMBAHASAN

Analisis Tanpa Memperhitungkan Pengaruh Pengekangan Pengaturan Tulangan Longitudinal

Analisis penampang tanpa memperhitungkan pengekangan menganggap bahwa keseluruhan penampang baik daerah inti beton maupun penutup beton memiliki kuat tekan yang sama. Hasil analisis untuk penampang dengan pengaturan jumlah tulangan longitudinal ditampilkan pada Tabel 3 dengan perbandingan kurva $M-\phi$ penampang dapat dilihat pada Gambar 7.

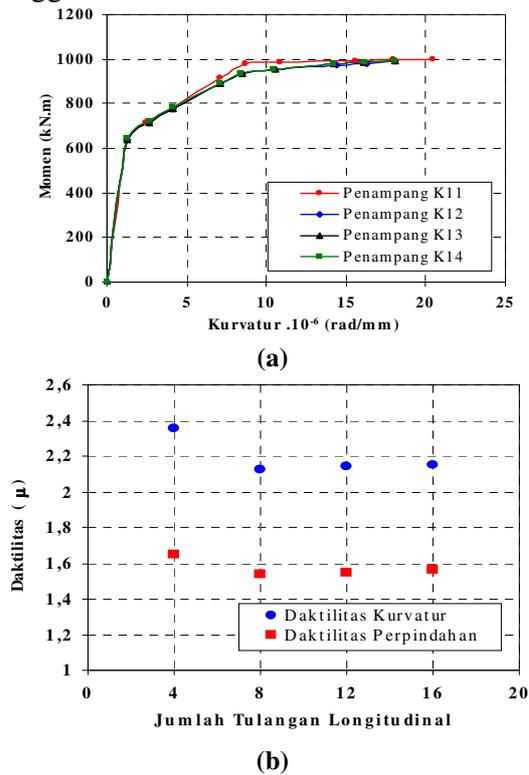
Tabel 3. Hasil analisa penampang kolom dengan pengaturan tulangan longitudinal tanpa memperhitungkan pengaruh pengekangan

| | | Diameter Tulangan | | Jarak sengkang | | Kurvatur | | Kekuatan | Daktilitas | |
|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------|----------|----------------|------------|--------------|
| | | D _l | D _s | s _h | s _l | ϕ_y | ϕ_u | M _n | μ_ϕ | μ_Δ |
| | | mm | mm | mm | mm | rad/mm | rad/mm | kNm | rad/mm | rad/mm |
| Penampang kolom | K ₁₁ | 4D36 | 10 | 100 | 374 | 8,71E-06 | 2,05E-05 | 998,625 | 2,354 | 1,643 |
| | K ₁₂ | 8D25,5 | 10 | 100 | 384 | 8,53E-06 | 1,81E-05 | 988,952 | 2,122 | 1,537 |
| | K ₁₃ | 12D20,8 | 10 | 100 | 389 | 8,46E-06 | 1,81E-05 | 988,492 | 2,139 | 1,548 |
| | K ₁₄ | 16D18 | 10 | 100 | 392 | 8,42E-06 | 1,81E-05 | 990,297 | 2,150 | 1,552 |

Dari Tabel 3, terlihat bahwa penampang K₁₁ (dengan 4 tulangan longitudinal berdiameter 36 mm) menghasilkan moment (M_n) yang paling besar yaitu 998,63 kNm, sedangkan untuk penampang K₁₂, K₁₃ dan K₁₄ adalah masing-masing sebesar 988,95 kNm, 988,49 kNm dan 990,30 kNm. Peningkatan nilai M_n pada penam-

pang K₁₁ disebabkan terkonsentrasinya luas tulangan di daerah serat tarik terluar sehingga menghasilkan jarak (lengan momen) terhadap titik momennya menjadi paling jauh. Hal ini juga terlihat dari perbandingan kurva $M-\phi$ pada Gambar 7a, dimana terlihat bahwa penampang K₁₁

mempunyai puncak kurva yang paling tinggi.



Gambar 7. Pengaruh pengaturan tulangan longitudinal terhadap (a) Momen-Kurvatur penampang kolom; (b) Daktilitas kolom

Untuk tingkat daktilitas, semua penampang menunjukkan kecenderungan yang sama dengan kecenderungan pada kekuatan penampang seperti terlihat pada Gambar 7.b. Peningkatan daktilitas pada penampang K_{11} baik daktilitas kurvatur

maupun daktilitas perpindahan disebabkan oleh luas tulangan yang besar terletak pada daerah serat tarik terluar sehingga letak garis netral (c) akan semakin mendekati serat tekan terluar yang berarti diperlukan regangan pada tulangan tarik yang lebih besar untuk mencapai regangan beton hancur (ϵ_{cu}). Dengan nilai c (garis netral) yang kecil, penampang akan memiliki nilai kurvatur ultimit (ϕ_u) yang besar. Begitu juga halnya dengan kurvatur pada kondisi leleh. Perbandingan kurvatur ultimit yang besar dengan kurvatur leleh akan menghasilkan tingkat daktilitas yang besar pula. Kondisi ini akan menghasilkan ragam keruntuhan menjadi lebih daktail. Kecendrungan meningkatnya kembali daktilitas kurvatur dan perpindahan dari K_{12} , K_{13} dan K_{14} yang mengalami penurunan dari penampang K_{11} , diakibatkan oleh menurunnya kurvatur leleh penampang tersebut seperti ditunjukkan pada Tabel 3.

Pengaturan Tulangan Transversal

Pada analisa ini, kontribusi dari konfigurasi sengkang tidak diperhitungkan seperti halnya pada analisa penampang kolom biasa. Hasil analisis terhadap penampang kolom tanpa memperhitungkan pengaruh pengekanan seperti diberikan pada Tabel 4, sedangkan perbandingan kurva $M-\phi$ nya dapat dilihat pada Gambar 8.

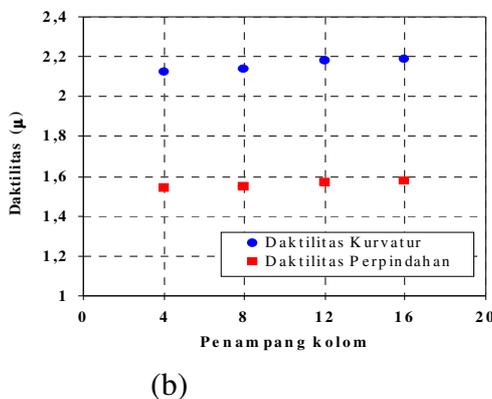
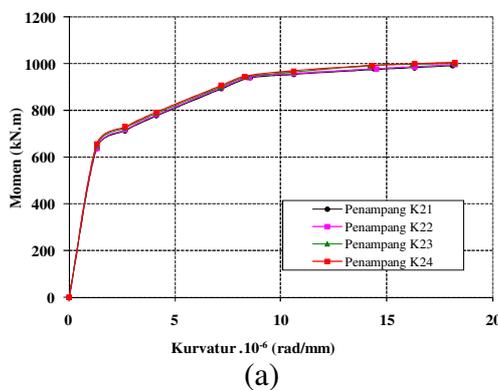
Tabel 4. Hasil analisa penampang kolom dengan pengaturan sengkang tanpa memperhitungkan efek pengekanan

| | | Diameter Tulangan | | Kurvatur | | Kekuatan | Daktilitas | |
|--|----------|-------------------|-------|----------|----------|----------|------------|--------------|
| | | D_1 | D_s | ϕ_y | ϕ_u | M_n | μ_ϕ | μ_Δ |
| | | mm | Mm | rad/mm | rad/mm | kNm | rad/mm | rad/mm |
| | K_{21} | 8D25,5 | 10 | 8,53E-06 | 1,81E-05 | 988,952 | 2,120 | 1,536 |
| | K_{22} | 8D25,5 | 8,165 | 8,47E-06 | 1,82E-05 | 996,808 | 2,140 | 1,548 |
| | K_{23} | 12D20,8 | 7,071 | 8,37E-06 | 1,82E-05 | 1000,236 | 2,180 | 1,569 |
| | K_{24} | 16D18 | 6,325 | 8,30E-06 | 1,82E-05 | 1005,290 | 2,190 | 1,577 |

Dari Tabel 4, terlihat bahwa kekuatan dan daktilitas kolom semakin meningkat dengan mengecilnya diameter sengkang (jumlah kaki-kaki sengkang semakin banyak) yang dipergunakan pada penam-

pang kolom. Hal ini disebabkan oleh tinggi efektif (d) penampang meningkat sehingga kapasitas penampang kolom juga meningkat seperti ditunjukkan oleh Penampang K_{24} (dengan 16 tulangan longitudinal

berdiameter 18 mm). Peningkatan kekuatan penampang kolom adalah rata-rata sebesar 0,8 %, 1,13 % dan 1,6 % berturut-turut untuk penampang K₂₂, K₂₃ dan penampang K₄₄ terhadap kekuatan Penampang K₂₁. Peningkatan nilai M_n tersebut tidak terlalu *significant* karena hanya kontribusi dari konsentrasi luas tulangan di daerah tekan dan peningkatan tinggi efektif penampang. Hal ini juga lebih jelas terlihat pada perbandingan kurva $M-\phi$ pada Gambar 8a, dimana terlihat bahwa penampang K₂₄ mempunyai puncak kurva yang paling tinggi



Gambar 8. Pengaruh konfigurasi sengkang tanpa memperhitungkan efek pengekan terhadap (a) Momen-Kur-

vatur penampang kolom ; (b) Daktilitas kolom

Untuk tingkat daktilitas, seperti yang terlihat pada Gambar 8.b, daktilitas juga semakin meningkat baik daktilitas kurvatur maupun daktilitas perpindahan pada penampang kolom yang mempunyai konfigurasi kaki sengkang yang lebih banyak. Bila dibandingkan dengan hasil analisa K₂₁, daktilitas kurvatur dan perpindahan berturut-turut meningkat sebesar 1 % dan 0,8 % untuk K₂₂; sebesar 2,8 % dan 2,1 % untuk penampang K₂₃, serta sebesar 3,2 % dan 2,6 % untuk penampang K₂₄. Meningkatnya nilai daktilitas ini disebabkan karena menurunnya nilai kurvatur leleh penampang dengan meningkatnya jumlah kaki sengkang yang dipergunakan atau mengecilnya diameter sengkang yang dipergunakan.

Analisis Dengan Memperhitungkan Pengaruh Pengekan Pengaturan Tulangan Longitudinal

Pengekan beton diberikan oleh sengkang tertutup (hoops). Hasil analisa menunjukkan kecenderungan yang sama dengan hasil yang didapat bila pengekan tidak diperhitungkan seperti terlihat pada Tabel 5 dan Gambar 9 dimana kolom K₁₁ masih memberikan hasil yang paling besar baik kapasitas momen dan daktilitasnya. Hal ini menunjukkan pengaturan tulangan longitudinal tidak dapat meningkatkan pengekan pada kolom. Hasil ini konsisten dengan teori pengekan menurut Sheikh dan Uzumeri (1971) dimana deformasi lateral hoops hampir sama dengan keempat penampang yang ditinjau.

Tabel 5. Hasil analisa penampang kolom dengan pengaturan tulangan longitudinal dengan memperhitungkan pengaruh pengekan

| | | Diameter Tulangan | | Jarak sengkang | | Kurvatur | | Kekuatan | Daktilitas | |
|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | D _l | D _s | s _h | s _l | φ _y | φ _u | M _n | μ _φ | μ _Δ |
| | | mm | Mm | mm | mm | rad/mm | rad/mm | kNm | rad/mm | rad/mm |
| Penampang kolom | K ₁₁ | 4D36 | 10 | 100 | 374 | 8,68E-06 | 5,01E-05 | 936,591 | 5,772 | 3,131 |
| | K ₁₂ | 8D25,5 | 10 | 100 | 384 | 8,51E-06 | 4,04E-05 | 899,376 | 4,747 | 2,688 |
| | K ₁₃ | 12D20,8 | 10 | 100 | 389 | 8,43E-06 | 4,35E-05 | 899,386 | 5,160 | 2,881 |
| | K ₁₄ | 16D18 | 10 | 100 | 392 | 8,39E-06 | 4,34E-05 | 908,717 | 5,173 | 2,891 |

Tabel 6. Hasil analisa penampang kolom dengan pengaturan tulangan transversal dengan memperhitungkan pengaruh pengekangan

| | | Diameter Tulangan | | Kurvatur | | Kekuatan | Daktilitas | |
|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | D ₁ | D _s | φ _y | φ _u | M _n | μ _φ | μ _Δ |
| | | mm | mm | rad/mm | rad/mm | kNm | rad/mm | rad/mm |
| Penampang kolom | K ₂₁ | 8D25,5 | 10 | 8,51E-06 | 4,04E-05 | 991,375 | 4,747 | 2,688 |
| | K ₂₂ | 8D25,5 | 8,165 | 8,42E-06 | 4,12E-05 | 999,385 | 4,893 | 2,759 |
| | K ₂₃ | 12D20,8 | 7,071 | 8,35E-06 | 4,56E-05 | 1002,144 | 5,461 | 3,026 |
| | K ₂₄ | 16D18 | 6,325 | 8,29E-06 | 4,71E-05 | 1007,920 | 5,682 | 3,135 |

Tabel 7. Perbandingan hasil analisa penampang kolom tanpa dan dengan memperhitungkan pengekangan pada penampang dengan pengaturan jumlah tulangan longitudinal.

| | | |
|--|---|--|
| | <p>Penampang K₁₁ (Tanpa pengekangan) 4 D 36 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 998,625 KN.m μ_φ = 2,354 μ_Δ = 1,643</p> | <p>Penampang K₁₁ (Dengan Pengekangan) 4 D 36 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N Mn1 = 999,329 KN.m Mn2 = 936,591 KN.m μ_φ = 5,772 μ_Δ = 3,131</p> |
| | <p>Penampang K₁₂ (Tanpa pengekangan) 8 D 25,478 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 988,952 KN.m μ_φ = 2,122 μ_Δ = 1,537</p> | <p>Penampang K₁₂ (Dengan Pengekangan) 8 D 25,478 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N Mn1 = 991,375 KN.m Mn2 = 899,376 KN.m μ_φ = 4,747 μ_Δ = 2,688</p> |
| | <p>Penampang K₁₃ (Tanpa pengekangan) 12 D 20,803 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 988,492 KN.m μ_φ = 2,139 μ_Δ = 1,548</p> | <p>Penampang K₁₃ (Dengan Pengekangan) 12 D 20,803 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N Mn1 = 990,268 KN.m Mn2 = 899,386 KN.m μ_φ = 5,160 μ_Δ = 2,881</p> |
| | <p>Penampang K₁₄ (Tanpa pengekangan) 16 D 18,016 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 990,297 KN.m μ_φ = 2,150 μ_Δ = 1,564</p> | <p>Penampang K₁₄ (Dengan Pengekangan) 16 D 18,016 (A_{st} = 4080 mm²) Ø_s = 10 mm (A_{st} = 157 mm²) ρ = 1,63 % P_n = 20 % P_u = 1264497 N Mn1 = 992,418 KN.m Mn2 = 908,718 KN.m μ_φ = 5,173 μ_Δ = 2,891</p> |

Tabel 8. Perbandingan hasil analisa penampang kolom tanpa dan dengan memperhitungkan pengekanan pada penampang dengan pengaturan jumlah tulangan transversal.

| | |
|--|--|
| | <p>Penampang K₂₁ (tanpa pengekanan) Penampang K₂₁ (dengan pengekanan)</p> <p>8D25,5 (A_{st} = 4080 mm²) 8D25,5 (A_{st} = 4080 mm²) Øs = 10 mm Øs = 10 mm P_n = 20 % P_u = 1264497 N P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 988,952 kN.m M_{n1} = 991,375 kN.m M_{n2} = 899,376 kN.m μ_φ = 2,120 μ_φ = 4,747 μ_Δ = 1,536 μ_Δ = 2,688</p> |
| | <p>Penampang K₂₂ (tanpa pengekanan) Penampang K₂₂ (dengan pengekanan)</p> <p>8D25,5 (A_{st} = 4080 mm²) 8D25,5 (A_{st} = 4080 mm²) Øs = 8,165 mm Øs = 8,165 mm P_n = 20 % P_u = 1264497 N P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 996,808 kN.m M_{n1} = 999,385 kN.m M_{n2} = 915,215 kN.m μ_φ = 2,140 μ_φ = 4,893 μ_Δ = 1,548 μ_Δ = 2,759</p> |
| | <p>Penampang K₂₃ (tanpa pengekanan) Penampang K₂₃ (dengan pengekanan)</p> <p>12D20,8 (A_{st} = 4080 mm²) 12D20,8 (A_{st} = 4080 mm²) Øs = 7,071 mm Øs = 7,071 mm P_n = 20 % P_u = 1264497 N P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 1000,236 kN.m M_{n1} = 1002,144 kN.m M_{n2} = 920,618 kN.m μ_φ = 2,180 μ_φ = 5,461 μ_Δ = 1,569 μ_Δ = 3,026</p> |
| | <p>Penampang K₂₄ (tanpa pengekanan) Penampang K₂₄ (dengan pengekanan)</p> <p>16D18 (A_{st} = 4080 mm²) 16D18 (A_{st} = 4080 mm²) Øs = 6,325 mm Øs = 6,325 mm P_n = 20 % P_u = 1264497 N P_n = 20 % P_u = 1264497 N M_n = 1005,290 kN.m M_{n1} = 1007,920 kN.m M_{n2} = 938,181 kN.m μ_φ = 2,190 μ_φ = 5,682 μ_Δ = 1,577 μ_Δ = 3,135</p> |

SIMPULAN DAN SARAN

Simpulan

Hasil analisis dan perbandingan kekuatan dan daktilitas dari masing-masing penampang kolom beton bertulang seperti telah diuraikan di atas, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Untuk ρ_l (rasio tulangan longitudinal) tetap, penyebaran tulangan longitudinal merata pada penampang kolom tidak memberikan pengaruh yang *significant* terhadap kekuatan (M_n) dan daktilitas (μ_φ, μ_Δ) penampang baik dianalisa dengan kondisi

- penampang tanpa maupun dengan memperhitungkan pengaruh pengekanan.
2. Konfigurasi sengkang memberikan tambahan kekuatan dan daktilitas penampang rata-rata sebesar 1,2 %, 2,3 % dan 1,83 % berturut-turut untuk kekuatan (M_n), daktilitas kurvatur (μ_ϕ) dan daktilitas perpindahan (μ_Δ) jika dianalisa tidak memperhitungkan efek pengekanan. Namun, jika dianalisa dengan memperhitungkan efek pengekanan terjadi peningkatan rata-rata sebesar 1,2 %, 12 % dan 9,4 % berturut-turut untuk kekuatan (M_n), daktilitas kurvatur (μ_ϕ) dan daktilitas perpindahan (μ_Δ).
 3. Pengaruh pengekanan sengkang pada penampang kolom dapat meningkatkan kekuatan dan daktilitas kolom rata-rata sebesar 0,25 %, 158 % dan 98 % berturut-turut untuk kekuatan, daktilitas kurvatur dan daktilitas perpindahan.

Saran

Analisis yang telah dilakukan dalam tulisan ini terbatas untuk mengetahui satu parameter yang mempengaruhi kekuatan dan daktilitas kolom. Analisis dapat dilanjutkan dengan melihat pengaruh dari parameter lainnya seperti kuat tekan beton, kuat leleh baja tulangan, rasio M/P dengan model hubungan tegangan-regangan beton lainnya.

UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih kepada saudara Ade Sanwira yang melaksanakan perhitungan dan menjadikan topik ini sebagai Tugas Akhir dan semua pihak yang telah membantu sehingga tulisan ini dapat terwujud dan diterbitkan pada jurnal ini.

DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum, 1991, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SKSNI T-15-1991-03)*, Cetakan Pertama, Yayasan LPMB, Bandung.
- Wahyudi, L. dan Rahim, S.A., 1999, *Struktur Beton Bertulang Standar Baru SNI T-15-1991-03*, Cetakan kedua, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Park, R. dan Pauly, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley dan Sons, New York.
- Saatcioglu, M. dan Razvi, S.R., 1992, *Strength and Ductility of Confined Concrete*, ASCE journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 6, June, pp. 1590-1607
- Razvi, S. R. dan Saatcioglu, M., 1999, *Analysis and Design of Concrete Columns for Confinement*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 3, March, pp. 281-289
- Sanwira, A., 2003, *Analisa Pengaruh Pengaturan Tulangan Longitudinal dan Pengekanan Sengkang Terhadap Kekuatan dan Daktilitas Kolom Beton Bertulang (Analisa Teoritis)*, Tugas Akhir Program S1, Jurusan Teknik Sipil, FT, Universitas Udayana, 122 pp.
- Sudarsana, I K., 2001, *Analisa Daktilitas Kurvatur Penampang Kolom Tanpa Pengaruh Pengekanan*, Jurnal Ilmiah Teknik Sipil, Vol. 5, No. 8, P.S. Teknik Sipil, Universitas Udayana, Januari, Hal. 55-65.
- Sudarsana, I K., 2001, *A Comparative Study On Stress-Strain Confined Concrete Models (Literature review and Analytics)*, Jurnal Ilmiah Teknik Sipil, Vol. 5, No. 9, P.S. Teknik Sipil, Universitas Udayana, Juli, Hal. 83-98.